POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile



Tesi di Laurea Magistrale

Comportamento statico e dinamico di un impalcato da ponte in sezione mista acciaio-calcestruzzo dotato di dispositivi antisismici

Relatori

Prof. Giuseppe Lacidogna Prof. Federico Accornero Candidato Simone Ravera

Tutor aziendale Ing. Fabrizio Ricci

Anno Accademico 2018-2019

Indice

Sc	ommar	io	. 13
1	Impalo	ati a sezione mista acciaio-calcestruzzo	. 14
	1.1	Aspetti storici	. 14
	1.2	Tipologie di impalcato	. 15
	1.3	Procedimenti costruttivi	. 17
	1.4	Progettazione di impalcati a sezione mista	. 18
	1.5	Vantaggi e svantaggi degli impalcati misti in travi continue	. 19
2	Cor	nportamento statico del ponte	. 20
	2.1	Introduzione riferimenti normativi	. 20
	2.1	1 Materiali	. 20
	2	1.1.1 Calcestruzzo	. 20
	2	1.1.2 Acciaio dell'armatura della soletta	. 22
	2	1.1.3 Acciaio strutturale del profilo	. 23
	2.1	2 Metodi di analisi globale	. 25
	2	1.2.1 Effetti dello shear lag all'interno della soletta di calcestruzzo	. 25
	2	1.2.2 Effetti dovuti all'instabilità della sezione trasversale	. 27
	2	1.2.3 Effetti dovuti a viscosità e ritiro	. 27
	2	1.2.4 Effetti dovuti alla fessurazione del calcestruzzo	. 29
	2.1	3 Classificazione delle sezioni trasversali	. 30
	2	1.3.1 Classificazione del singolo elemento di acciaio	. 32
	2	1.3.2 Classificazione delle flange	. 32
	2	1.3.3 Classificazione delle anime	. 33
	2	1.3.4 Valutazione della sezione efficace di classe 2	. 34
	2	1.3.5 Valutazione della sezione efficace di classe 4	. 35
	2.1	4 Verifica a flessione	. 37
	2	2.1.4.1 Momento resistente plastico	. 37
	2	1.4.2 Momento resistente elastico	. 39
	2.1	5 Verifica a taglio	. 41
	2	1.5.1 Resistenza plastica a taglio	. 41
	2	1.5.2 Resistenza all'instabilità per taglio	. 42
	2.1	6 Interazione flessione-taglio	. 46
	2	.1.6.1 Interazione per sezioni di classe 1 o 2	. 46

2.1.6.2 Interazione per sezioni di classe 3 o 4	. 47
2.1.7 Verifica connettori a taglio	. 49
2.1.7.1 Verifica allo stato limite ultimo	. 50
2.1.7.2 Verifica allo stato limite di esercizio	. 53
2.1.7.3 Verifica a fatica	. 54
2.1.7.4 Verifica geometriche della connessione	. 56
2.1.8 Verifica a limitazione delle tensioni	. 58
2.1.8.1 Trave metallica	. 58
2.1.8.2 Armatura della soletta	. 58
2.1.8.3 Soletta in calcestruzzo	. 58
2.1.9 Verifica a fessurazione	. 60
2.1.9.1 Valutazione dell'armatura minima	. 60
2.1.9.2 Verifica a fessurazione dovuta a carico diretto	. 61
2.1.10 Verifica degli irrigidimenti trasversali	. 63
2.1.10.1 Verifica a stabilità torsionale	. 63
2.1.10.2 Verifica condizione di rigidità	. 64
2.1.10.3 Verifica a presso-flessione	. 64
2.1.10.4 Verifica montante d'appoggio rigido	. 67
2.2 Descrizione foglio di calcolo Excel	. 69
2.3 Descrizione ponte analizzato	. 72
2.4 Descrizione modellazione del ponte	. 75
2.4.1 Larghezza soletta collaborante	. 76
2.4.2 Fessurazione	. 77
2.4.3 Viscosità	. 78
2.4.4 Fasi costruttive	. 81
2.5 Analisi dei carichi agenti sul ponte	. 83
2.5.1 Peso proprio e carichi permanenti portati	. 83
2.5.2 Ritiro e viscosità	. 84
2.5.3 Variazioni termiche	. 85
2.5.4 Vento	. 87
2.5.5 Cedimenti vincolari	. 88
2.5.6 Azioni verticali variabili da traffico	. 89
2.5.7 Azioni longitudinale di frenamento	. 92
2.5.8 Combinazioni di carico	. 92
2.6 Verifica sezioni caratteristiche	. 95
2	

2.6.1 Sezione in mezzeria	95
2.6.1.1 Verifica a flessione	
2.6.1.2 Verifica a taglio	98
2.6.1.3 Interazione flessione-taglio	99
2.6.1.4 Verifica connettori a taglio	100
2.6.1.5 Verifica limitazione delle tensioni	103
2.6.1.6 Verifica fessurazione	105
2.6.2 Sezione sull'appoggio	106
2.6.2.1 Verifica a flessione	107
2.6.2.2 Verifica a taglio	110
2.6.2.3 Interazione flessione-taglio	112
2.6.2.4 Verifica connettori a taglio	112
2.6.2.5 Verifica limitazione delle tensioni	114
2.6.2.6 Verifica fessurazione	116
2.6.3 Verifica irrigidimenti trasversali	116
2.6.3.1 Irrigidimento in mezzeria	116
2.6.3.2 Irrigidimento sull'appoggio	118
3 Comportamento dinamico del ponte	120
3.1 Introduzione riferimenti normativi	120
3.1.1 Definizione azione sismica	121
3.1.2 Metodi di analisi	124
3.1.2.1 Analisi dinamica lineare	124
3.1.2.2 Analisi dinamica non lineare	125
3.1.3 Isolamento sismico	126
3.2 Tipologie dispositivi antisismici e relative verifiche	130
3.2.1 Isolatori elastomerici ad elevato smorzamento HDRB	130
3.2.2 Isolatori elastomerici con nucleo in piombo LRB	134
3.2.3 Isolatori a pendolo ad attrito FPS	135
3.2.4 Dissipatori isteretici in acciaio	138
3.3 Progettazione e verifica sistemi di isolamento	139
3.3.1 Isolatori elastomerici ad alto dissipamento HDRB	142
3.3.1.1 Analisi dinamica lineare	142
3.3.1.2 Verifica sistema di isolamento	144
3.3.2 Isolatori elastomerici con nucleo in piombo LRB	148
3.3.2.1 Analisi dinamica lineare	148

3.3.2.2 Verifica sistema di isolamento	152
3.3.2.3 Analisi dinamica non lineare	154
3.3.3 Isolatori a pendolo ad attrito FPS	157
3.3.3.1 Analisi dinamica lineare	157
3.3.3.2 Verifica sistema di isolamento	161
3.3.3 Analisi dinamica non lineare	162
3.3.4 Dissipatori isteretici in acciaio	165
3.3.4.1 Analisi dinamica lineare	165
3.3.4.2 Verifica sistema di isolamento	169
3.3.4.3 Analisi dinamica non lineare	169
3.4 Verifica giunto di dilatazione	173
4 Conclusioni	174
Bibliografia	176
Ringraziamenti	178

Indice delle figure

Figura 1: Composizione impalcato a sezione mista	14
Figura 2: Impalcato con schema bi-trave	15
Figura 3: Impalcato con schema a cassone	16
Figura 4: Impalcato con schema a travi metalliche immerse	16
Figura 5: Differenza "Stress Block" tra Eurocodice 2-2 e 4-2	22
Figura 6: Larghezza soletta collaborante	26
Figura 7: Andamento tensionale in elementi soggetti ad instabilità	27
Figura 8: Andamento tensionale nel calcestruzzo per effetto della viscosità	28
Figura 9: Andamento momento flettente in funzione di rotazione e classe sezione	30
Figura 10: Configurazione sezione efficace di classe 2	34
Figura 11: Configurazione plastica sezione soggetta a momento positivo	37
Figura 12: Configurazione plastica sezione soggetta a momento negativo	38
Figura 13: Configurazione plastica sezione con trave metallica ad alta resistenza	38
Figura 14: Meccanismo resistente dell'anima a taglio	42
Figura 15: Meccanismo resistente delle flange a taglio	43
Figura 16: Configurazione plastica considerando l'effetto del taglio	46
Figura 17: Interazione flessione-taglio per sezioni di classe 1 o 2 soggette all'instabilità a taglio	47
Figura 18: Interazione flessione-taglio per sezioni di classe 1 o 2 non soggette all'instabilità a taglio	47
Figura 19: Interazione flessione-taglio per sezioni di classe 3 o 4	48
Figura 20: Configurazione plastica del taglio longitudinale	52
Figura 21: Andamento momento flettente in funzione dello sforzo normale agente nella soletta	52
Figura 22: Configurazione azione di ritiro nei connettori a taglio	53
Figura 23: Andamento azione di ritiro lungo l'impalcato	53
Figura 24: Andamento tensione tangenziale in funzione del numero di cicli	54
Figura 25: Descrizione dettagli costruttivi connessione a taglio	57
Figura 26: Configurazione irrigidimenti nella verifica a presso-flessione	64
Figura 27: Configurazione di carico irrigidimento	65
Figura 28: Configurazione forza assiale <i>Nst</i> , <i>ten</i>	66
Figura 29: Descrizione geometrica montante d'appoggio rigido	67
Figura 30: Pianta dell'opera	72
Figura 31: Vista laterale dell'opera	73
Figura 32: Vista laterale delle campate a sezione variabile	73
Figura 33: Sezione trasversale di larghezza minore	73
Figura 34: Sezione trasversale di larghezza maggiore	73
Figura 35: Dettaglio controventi posizionati inferiormente	74
Figura 36: Posizionamento degli elementi in modo sequenziale	74
Figura 37: Modellazione ponte analizzato	75
Figura 38: Modellazione ponte analizzato	75
Figura 39: Dettaglio modellazione campata a sezione variabile	76
Figura 40: Dettaglio modellazione controventi	76
Figura 41: Andamento larghezza soletta collaborante	77
Figura 42: Andamento fessurazione	77
Figura 43: Andamento deformazione totale in funzione del tempo	78

Figura 44: Andamento deformazione dipendente dalla tensione in funzione del tempo	79
Figura 45: Andamento deformazione viscosa in funzione del tempo di applicazione del carico	80
Figura 46: Andamento coefficiente di viscosità in funzione del tempo	81
Figura 47: Fase costruttiva getto sottostrutture	81
Figura 48: Fase costruttiva posizionamento travi metalliche	82
Figura 49: Fase costruttiva creazione trave composta	82
Figura 50: Andamento momento flettente dovuto a peso proprio e carichi permanenti portati	83
Figura 51: Andamento taglio verticale dovuto a peso proprio e carichi permanenti portati	84
Figura 52: Andamento momento flettente dovuto all'azione di ritiro	84
Figura 53: Andamento momento flettente dovuto all'azione della viscosità	85
Figura 54: Andamento momento flettente dovuto alle variazioni termiche	87
Figura 55: Direzioni azione del vento	87
Figura 56: Valutazione coefficiente di forma dell'impalcato	88
Figura 57: Disposizione schema di carico 1	89
Figura 58: Configurazione di carico 1	90
Figura 59: Configurazione di carico 2	90
Figura 60: Andamento momento flettente dovuto alle azioni verticali del traffico	91
Figura 61: Andamento taglio verticale dovuto alle azioni verticali del traffico	91
Figura 62: Configurazione di carico per verifica a fatica a danneggiamento	91
Figura 63: Modello di carico a fatica 3	92
Figura 64: Configurazione plastica sezione mezzeria	96
Figura 65: Configurazione elastica sezione mezzeria	97
Figura 66: Stato tensionale combinazione caratteristica sezione mezzeria	. 103
Figura 67: Stato tensionale combinazione quasi permanente sezione mezzeria	. 105
Figura 68: Configurazione plastica sezione appoggio	108
Figura 69: Configurazione elastica sezione appoggio	. 108
Figura 70: Stato tensionale sezione efficace di classe 4 sezione appoggio	. 110
Figura 71: Stato tensionale combinazione caratteristica sezione appoggio	. 114
Figura 72: Riduzione della domande mediante isolamento sismico	127
Figura 73: Analisi dinamica lineare - condizione 1	128
Figura 74: Analisi dinamica lineare - condizione 4	129
Figura 75: Isolatore elastomerico ad elevato smorzamento	130
Figura 76: Posa in opera isolatore: getto strutture sottostanti	131
Figura 77: Posa in opera isolatore: posizionamento isolatore alla quota idonea	121
Figura 78: Posa in opera isolatore: getto del giunto in malta	121
Figura 79: Posa in opera isolatore: posizionamento zanche superiori e casseratura della sovrastruttura	132
Figura 80: Posa in opera isolatore: getto della sovrastruttura	122
Figura 81: Comportamento isolatore elastomerico ad elevato smorzamento	132
Figura 82: Configurazione area ridotta efficace	122
Figura 82: Isolatore elastomerico con nucleo in niombo	12/
Figura 84: Comportamento isolatore elastomerico con nucleo in piombo	125
Figura 84. Comportamento isolatore elastomento con nucleo in pionibo	126
Figura 86: Comportamento isolatore a pondolo ad attrito	126
Figura 80. Comportamento isolatore a pendolo du ditilito	0CL .
Figura 07. Dissipatore isteretico in accidio	120
Figure 80: Accelerogramme gruppe 1 directore V	120
Figura 89: Accelerogramma gruppo 1 direzione X	. 139

Figura 90: Accelerogramma gruppo 1 direzione Y	140
Figura 91: Accelerogramma gruppo 1 direzione Z	140
Figura 92: Accelerogramma gruppo 2 direzione X	140
Figura 93: Accelerogramma gruppo 2 direzione Y	140
Figura 94: Accelerogramma gruppo 2 direzione Z	141
Figura 95: Accelerogramma gruppo 3 direzione X	141
Figura 96: Accelerogramma gruppo 3 direzione Y	141
Figura 97: Accelerogramma gruppo 3 direzione Z	141
Figura 98: Spettro di accelerazione ridotto isolatori ad alto dissipamento HDRB	142
Figura 99: Configurazione geometrica 1° modo di vibrare isolatori ad alto dissipamento HDRB	143
Figura 100: Configurazione geometrica 2° modo di vibrare isolatori ad alto dissipamento HDRB	143
Figura 101: Configurazione geometrica 3° modo di vibrare isolatori ad alto dissipamento HDRB	143
Figura 102: Configurazione geometrica 4° modo di vibrare isolatori ad alto dissipamento HDRB	144
Figura 103: Spettro di accelerazione ridotto isolatori con nucleo in piombo LRB	149
Figura 104: Ciclo di isteresi direzione trasversale isolatori con nucleo in piombo LRB	155
Figura 105: Ciclo di isteresi direzione longitudinale isolatori con nucleo in piombo LRB	155
Figura 106: Andamento forza di taglio trasversale in funzione del tempo isolatori con nucleo in piombo	LRB
	155
Figura 107: Andamento forza di taglio longitudinale in funzione del tempo isolatori con nucleo in piombo	LRB
	156
Figura 108: Andamento spostamento trasversale in funzione del tempo isolatori con nucleo in piombo	LRB
	156
Figura 109: Andamento spostamento longitudinale in funzione del tempo isolatori con nucleo in piombo	
Figura 110: Spettro di accelerazione ridotto isolatori a pendolo ad attrito FPS	156
Figura 111: Ciclo di isteresi direzione trasversale isolatori a pendolo ad attrito FPS	162
Figura 112: Ciclo di isteresi direzione longitudinale isolatori a pendolo ad attrito FPS	163
Figura 113: Andamento forza di taglio trasversale in funzione del tempo isolatori a pendolo ad attrito	FPS
	163
Figura 114: Andamento forza di taglio longitudinale in funzione del tempo isolatori a pendolo ad attrito	FPS
	163
Figura 115: Andamento spostamento trasversale in funzione del tempo isolatori a pendolo ad attrito	FPS
	164
Figura 116: Andamento spostamento longitudinale in funzione del tempo isolatori a pendolo ad attrito	FPS 164
Figura 117: Spettro di accelerazione ridotto dissipatori isteretici in acciaio	166
Figura 118: Ciclo di isteresi direzione trasversale dissipatori isteretici in acciaio	170
Figura 119: Ciclo di isteresi direzione longitudinale dissipatori isteretici in acciaio	170
Figura 120: Andamento forza di taglio trasversale in funzione del tempo dissipatori isteretici in acciaio	171
Figura 121: Andamento forza di taglio longitudinale in funzione del tempo dissipatori isteretici in acciaio	171
Figura 122: Andamento spostamento trasversale in funzione del tempo dissipatori isteretici in acciaio	171
Figura 123: Andamento spostamento longitudinale in funzione del tempo dissipatori isteretici in acciaio	172
Figura 124: Confronto legge forza-spostamento dispositivi antisismici	174

Indice delle tabelle

Tabella 1: Rapporti luce/altezza definiti da Calgaro	. 18
Tabella 2: Classi di resistenza calcestruzzo	. 21
Tabella 3: Condizioni duttilità armatura	. 23
Tabella 4: Resistenze acciaio del profilo	. 24
Tabella 5: Combinazioni classificazione sezioni trasversali	. 31
Tabella 6: Classificazione delle flange	. 33
Tabella 7: Classificazione delle anime	. 33
Tabella 8: Valutazione sezione efficace per elementi compressi interni	. 35
Tabella 9: Valutazione sezione efficace per elementi compressi esterni	. 36
Tabella 10: Valutazione resistenza a taglio	. 41
Tabella 11: Valutazione fattore χw	. 44
Tabella 12: Valutazione parametro di snellezza λw	. 44
Tabella 13: Valutazione coefficiente di instabilità $k au$. 44
Tabella 14: Valutazione coefficiente α	. 51
Tabella 15: Valutazione diametro massimo barre	. 61
Tabella 16: Valutazione ampiezza della fessura permessa $oldsymbol{wk}$. 61
Tabella 17: Valutazione massima spaziatura barre	. 62
Tabella 18: Lunghezza campate	. 72
Tabella 19: Larghezza soletta collaborante	. 76
Tabella 20: Peso specifico materiali utilizzati	. 83
Tabella 21: Temperature nel sito dell'opera	. 85
Tabella 22: Configurazioni componente di temperatura non uniforme	. 86
Tabella 23: Cedimenti vincolari	. 89
Tabella 24: Valutazione carichi in ciascuna corsia	. 90
Tabella 25: Coefficienti parziali combinazione fondamentale	. 93
Tabella 26: Coefficienti azioni variabili	. 93
Tabella 27: Gruppi di azioni del carico dovuto al traffico	. 94
Tabella 28: Dimensioni geometriche trave metallica sezione mezzeria	. 95
Tabella 29: Dimensioni geometriche soletta sezione mezzeria	. 95
Tabella 30: Proprietà geometriche trave metallica sezione mezzeria	. 95
Tabella 31: Proprietà geometriche sezione composta non fessurata con armatura sezione mezzeria	. 95
Tabella 32: Proprietà geometriche sezione composta non fessurata senza armatura sezione mezzeria	. 95
Tabella 33: Proprietà geometriche sezione composta fessurata senza sezione mezzeria	. 96
Tabella 34: Sollecitazioni momento flettente sezione mezzeria	. 96
Tabella 35: Configurazione plastica sezione mezzeria	. 96
Tabella 36: Configurazione elastica sezione mezzeria	. 97
Tabella 37: Classificazione flangia superiore sezione mezzeria	. 97
Tabella 38: Classificazione anima sezione mezzeria	. 97
Tabella 39: Momento resistente sezione mezzeria	. 97
Tabella 40: Sollecitazioni taglio sezione mezzeria	. 98
Tabella 41: Resistenza plastica al taglio sezione mezzeria	. 98
Tabella 42: Configurazione geometrica sezione mezzeria	. 98
Tabella 43: Resistenza dell'anima all'instabilità al taglio sezione mezzeria	. 98

Tabella 44: Momento plastico resistenza trascurando anima sezione mezzeria	98
Tabella 45: Resistenza delle flange all'instabilità al taglio sezione mezzeria	99
Tabella 46: Verifica a taglio sezione mezzeria	99
Tabella 47: Interazione flessione-taglio sezione mezzeria	99
Tabella 48: Verifica flessione e taglio sezione mezzeria	99
Tabella 49: Dimensioni piolo	100
Tabella 50: Verifica dimensioni piolo	100
Tabella 51: Resistenza piolo SLU	100
Tabella 52: Taglio longitudinale SLU sezione mezzeria	100
Tabella 53: Verifica connessione a taglio allo stato limite ultimo sezione mezzeria	101
Tabella 54: Geometria connessione a taglio	101
Tabella 55: Verifiche geometriche connessione a taglio	101
Tabella 56: Taglio longitudinale SLE sezione mezzeria	101
Tabella 57: Verifica connessione a taglio allo stato limite di esercizio sezione mezzeria	101
Tabella 58: Taglio verticale dovuto al modello di carico a fatica 3 sezione mezzeria	102
Tabella 59: Tensione tangenziale dovuta a fatica sezione mezzeria	102
Tabella 60: Curva S/N	102
Tabella 61: Dati traffico e vita utile	102
Tabella 62: Fattore di danno equivalente	102
Tabella 63: Verifica a danneggiamento sezione mezzeria	103
Tabella 64: Resistenza elementi verifica limitazione tensioni sezione mezzeria	103
Tabella 65: Momento flettente combinazione caratteristica sezione mezzeria	103
Tabella 66: Stato tensionale combinazione caratteristica sezione mezzeria	103
Tabella 67: Verifica limitazione delle tensioni combinazione caratteristica sezione mezzeria	104
Tabella 68: Taglio e torsione combinazione caratteristica sezione mezzeria	104
Tabella 69: Stato tensionale taglio-torsione sezione mezzeria	104
Tabella 70: Verifica limitazione delle tensioni tangenziali combinazione caratteristica sezione mezzeria	104
Tabella 71: Momento flettente combinazione quasi permanente sezione mezzeria	105
Tabella 72: Stato tensionale combinazione quasi permanente sezione mezzeria	105
Tabella 73: Verifica limitazione delle tensioni combinazione caratteristica sezione mezzeria	105
Tabella 74: Dati armatura minima	105
Tabella 75: Valutazione armatura minima sezione mezzeria	106
Tabella 76: Verifica armatura minima sezione mezzeria	106
Tabella 77: Tensione armatura sezione mezzeria	106
Tabella 78: Verifica a fessurazione a carico diretto sezione mezzeria	106
Tabella 79: Dimensioni geometriche trave metallica sezione appoggio	106
Tabella 80: Dimensioni geometriche soletta sezione appoggio	106
Tabella 81: Proprietà geometriche trave metallica sezione appoggio	107
Tabella 82: Proprietà geometriche sezione composta non fessurata con armatura sezione appoggio	107
Tabella 83: Proprietà geometriche sezione composta non fessurata senza armatura sezione appoggio	107
Tabella 84: Proprietà geometriche sezione composta fessurata senza sezione appoggio	107
Tabella 85: Sollecitazioni momento flettente sezione appoggio	107
Tabella 86: Configurazione plastica sezione appoggio	108
Tabella 87: Configurazione elastica sezione appoggio	108
Tabella 88: Classificazione flangia inferiore sezione appoggio	109
Tabella 89: Classificazione anima sezione appoggio	109

Tabella 90: Valutazione sezione efficace di classe 4 sezione appoggio	. 109
Tabella 91: Proprietà geometriche sezione efficace sezione appoggio	. 109
Tabella 92: Stato tensionale sezione efficace di classe 4 sezione appoggio	. 109
Tabella 93: Momento resistente sezione appoggio	. 110
Tabella 94: Sollecitazioni taglio sezione appoggio	. 110
Tabella 95: Resistenza plastica al taglio sezione appoggio	. 110
Tabella 96: Configurazione geometrica sezione appoggio	. 111
Tabella 97: Resistenza dell'anima all'instabilità al taglio sezione appoggio	. 111
Tabella 98: Momento plastico resistenza trascurando anima sezione appoggio	. 111
Tabella 99: Resistenza delle flange all'instabilità al taglio sezione appoggio	. 111
Tabella 100: Verifica a taglio sezione appoggio	. 111
Tabella 101: Interazione flessione-taglio sezione appoggio	. 112
Tabella 102: Verifica flessione e taglio sezione appoggio	. 112
Tabella 103: Taglio longitudinale SLU sezione appoggio	. 112
Tabella 104: Dimensionamento pioli sezione appoggio	. 112
Tabella 105: Verifiche geometriche connessione a taglio	. 113
Tabella 106: Taglio longitudinale SLE sezione appoggio	. 113
Tabella 107: Verifica connessione a taglio allo stato limite di esercizio sezione appoggio	. 113
Tabella 108: Taglio verticale dovuto al modello di carico a fatica 3 sezione appoggio	. 113
Tabella 109: Tensione tangenziale dovuta a fatica sezione appoggio	. 113
Tabella 110: Verifica a danneggiamento sezione appoggio	. 114
Tabella 111: Momento flettente combinazione caratteristica sezione appoggio	. 114
Tabella 112: Stato tensionale combinazione caratteristica sezione appoggio	. 114
Tabella 113: Verifica limitazione delle tensioni combinazione caratteristica sezione appoggio	. 115
Tabella 114: Taglio e torsione combinazione caratteristica sezione appoggio	. 115
Tabella 115: Stato tensionale taglio-torsione sezione appoggio	. 115
Tabella 116: Verifica limitazione delle tensioni tangenziali combinazione caratteristica sezione appoggio	115
Tabella 117: Dati armatura minima	. 116
Tabella 118: Tensione armatura sezione appoggio	. 116
Tabella 119: Verifica a fessurazione a carico diretto sezione appoggio	. 116
Tabella 120: Configurazione Irrigidimenti trasversali	. 116
Tabella 121: Dimensioni irrigidimento mezzeria	. 116
Tabella 122: Classificazione anima irrigidimento mezzeria	. 117
Tabella 123: Classificazione flangia irrigidimento mezzeria	. 117
Tabella 124: Proprietà geometriche irrigidimento mezzeria	. 117
Tabella 125: Proprietà geometriche irrigidimento mezzeria e parte d'anima	. 117
Tabella 126: Verifica instabilità torsionale irrigidimento mezzeria	. 117
Tabella 127: Condizione irrigidimento rigido mezzeria	. 117
Tabella 128: Forze assiali irrigidimento mezzeria	. 118
Tabella 129: Verifica a pressoflessione irrigidimento mezzeria	. 118
Tabella 130: Dimensioni irrigidimento appoggio	. 118
Tabella 131: Classificazione anima irrigidimento appoggio	. 118
Tabella 132: Classificazione flangia irrigidimento appoggio	. 118
Tabella 133: Proprietà geometriche irrigidimento appoggio	. 118
Tabella 134: Proprietà geometriche irrigidimento appoggio e parte d'anima	. 119
Tabella 135: Verifica instabilità torsionale irrigidimento appoggio	. 119

Tabella 136: Condizione irrigidimento rigido appoggio	119
Tabella 137: Forze assiali irrigidimento appoggio	119
Tabella 138: Verifica a pressoflessione irrigidimento appoggio	119
Tabella 139: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR	122
Tabella 140: Coefficiente d'uso <i>CU</i>	122
Tabella 141: Coefficiente di amplificazione stratigrafica SS	123
Tabella 142: Coefficiente di amplificazione topografica <i>ST</i>	123
Tabella 143: Valutazione categoria del sottosuolo CC	124
Tabella 144: Valutazione categoria topografica <i>ST</i>	124
Tabella 145: Proprietà mescole isolatore elastomerico ad elevato smorzamento	130
Tabella 146: Modulo di taglio G in funzione della mescola	135
Tabella 147: Proprietà isolatori ad alto dissipamento HDRB	142
Tabella 148: Periodo longitudinale isolatori ad alto dissipamento HDRB	142
Tabella 149: Modi di vibrare isolatori ad alto dissipamento HDRB	143
Tabella 150: Masse partecipanti isolatori ad alto dissipamento HDRB	143
Tabella 151: Azioni sismiche alla base degli isolatori ad alto dissipamento HDRB	144
Tabella 152: Azioni sismiche agenti su isolatori ad alto dissipamento HDRB	144
Tabella 153: Azioni permanenti agenti su isolatori ad alto dissipamento HDRB	145
Tabella 154: Verifica carico verticale isolatori ad alto dissipamento HDRB	145
Tabella 155: Verifica spostamenti isolatori ad alto dissipamento HDRB	146
Tabella 156: Verifica deformazione isolatori ad alto dissipamento HDRB	146
Tabella 157: Verifica a carico critico isolatori ad alto dissipamento HDRB	147
Tabella 158: Proprietà isolatori con nucleo in piombo LRB	148
Tabella 159: Iterazione rigidezza isolatori con nucleo in piombo LRB	148
Tabella 160: Periodo longitudinale isolatori con nucleo in piombo LRB	148
Tabella 161: Modi di vibrare isolatori con nucleo in piombo LRB	149
Tabella 162: Masse partecipanti isolatori con nucleo in piombo LRB	150
Tabella 163: Azioni sismiche alla base degli isolatori con nucleo in piombo LRB	150
Tabella 164: Verifica condizione 1 isolatori con nucleo in piombo LRB	151
Tabella 165: Verifica condizione 4 isolatori con nucleo in piombo LRB	151
Tabella 166: Azioni sismiche agenti su isolatori con nucleo in piombo LRB	152
Tabella 167: Verifica carico verticale isolatori con nucleo in piombo LRB	152
Tabella 168: Verifica spostamenti isolatori con nucleo in piombo LRB	153
Tabella 169: Verifica deformazione isolatori con nucleo in piombo LRB	153
Tabella 170: Verifica a carico critico isolatori con nucleo in piombo LRB	154
Tabella 171: Analisi non lineare sistema di isolamento LRB	154
Tabella 172: Proprietà isolatori a pendolo ad attrito FPS	157
Tabella 173: Iterazione rigidezza isolatori a pendolo ad attrito FPS	157
Tabella 174: Periodo longitudinale isolatori a pendolo ad attrito FPS	158
Tabella 175: Modi di vibrare isolatori a pendolo ad attrito FPS	158
Tabella 176: Masse partecipanti isolatori a pendolo ad attrito FPS	159
Tabella 177: Azioni sismiche alla base degli isolatori a pendolo ad attrito FPS	159
Tabella 178: Verifica condizione 1 isolatori a pendolo ad attrito FPS	160
Tabella 179: Verifica condizione 4 isolatori a pendolo ad attrito FPS	160
Tabella 180: Spostamenti dovuti al sisma isolatori a pendolo ad attrito FPS	161
Tabella 181: Carico verticale dovuto al sisma isolatori a pendolo ad attrito FPS	161
·	

Tabella 182: Analisi non lineare sistema di isolatori a pendolo ad attrito FPS	162
Tabella 183: Proprietà dissipatori isteretici in acciaio	165
Tabella 184: Iterazione rigidezza dissipatori isteretici in acciaio	165
Tabella 185: Periodo longitudinale dissipatori isteretici in acciaio	165
Tabella 186: Modi di vibrare dissipatori isteretici in acciaio	166
Tabella 187: Masse partecipanti dissipatori isteretici in acciaio	167
Tabella 188: Azioni sismiche alla base dei dissipatori isteretici in acciaio	167
Tabella 189: Verifica condizione 1 dissipatori isteretici in acciaio	168
Tabella 190: Verifica condizione 4 dissipatori isteretici in acciaio	168
Tabella 191: Azioni sismiche agenti su dissipatori isteretici in acciaio	169
Tabella 192: Analisi non lineare sistema di isolamento dissipatori	169
Tabella 193: Verifica varco	173
Tabella 194: Verifica giunto	173
Tabella 195: Confronto spostamenti dispositivi antisismici	175
Tabella 196: Confronto tagli dispositivi antisismici	175

Sommario

Negli ultimi anni gli impalcati a sezione mista acciaio-calcestruzzo hanno trovato largo utilizzo grazie ai loro diversi vantaggi rispetto agli impalcati in cemento armato precompresso. Essi infatti hanno un peso minore, con azione sismica di minore entità e possono essere realizzati con schema statico di trave continua, eliminando i giunti. Inoltre, è presente un ottimizzazione della resistenza, dovuta al notevole sfruttamento di entrambi i materiali che compongono la sezione e una migliore adattabilità al tracciato stradale, in quanto è possibile considerare la variazione di pendenza longitudinale e trasversale di quest'ultimo.

Gli impalcati a sezione mista acciaio-calcestruzzo si dividono in tre differenti tipologie: impalcati con schema bi-trave, impalcati con schema a cassone e impalcati con schema a travi metalliche immerse.

In questo elaborato è stato valutato il comportamento statico e dinamico di un ponte, in corso di realizzazione, di 10 campate a luci diseguali, con luce massima 100 metri e avente impalcato con schema bitrave. La scelta di questa tipologia di impalcato è dovuta alla maggiore economicità e alla rettilineità del tracciato stradale.

Il comportamento statico dell'impalcato è stato verificato in due sezioni del ponte: una sezione in corrispondenza di un appoggio intermedio e una sezione in mezzeria della campata di luce maggiore. Per ciascuna sezione sono state effettuate diverse verifiche a stato limite ultimo tra cui la verifica a flessione, la verifica a taglio e l'interazione flessione-taglio. Si è poi proseguito con le verifiche a stato limite d'esercizio come la verifica a limitazione delle tensioni e la verifica a fessurazione. Un'ulteriore verifica è riferita alla connessione a taglio, effettuata sia a stato limite ultimo, sia a stato limite d'esercizio. Inoltre, è stata effettuata la verifica degli irrigidimenti trasversali posizionati in corrispondenza delle sezioni negli appoggi intermedi.

Per effettuare le precedenti verifiche in maniera automatizzata è stato creato un foglio di calcolo con il software Microsoft Excel. All'interno di quest'ultimo vengono inseriti i valori delle sollecitazioni di ciascuna sezione, ricavati tramite l'utilizzo del software Midas Civil. Successivamente, grazie all'inserimento di alcune Macro all'interno del foglio di calcolo, è stato possibile verificare automaticamente le sezioni desiderate.

Il comportamento dinamico dell'impalcato viene valutato in diverse configurazioni di isolamento sismico. Queste configurazioni sono realizzate con i seguenti dispositivi antisismici: gli isolatori elastomerici ad elevato smorzamento HDRB, gli isolatori elastomerici con nucleo in piombo LRB, gli isolatori a scorrimento ad attrito PS e i dissipatori isteretici in acciaio. Per ciascuna configurazione di isolamento viene effettuata l'analisi dinamica lineare e, solo per dispositivi con comportamento non lineare, l'analisi dinamica non lineare. Quest'ultima analisi viene realizzata con l'ausilio di accellerogrammi artificiali compatibili con il sito dell'opera.

Nelle conclusioni vengono confrontate le diverse configurazioni di isolamento e viene valutata la soluzione migliore in funzione delle prestazioni ottenute.

1 Impalcati a sezione mista acciaio-calcestruzzo

In questo capitolo vengono presentate le caratteristiche degli impalcati a sezione mista acciaio-calcestruzzo. In particolare vengono illustrate le diverse tipologie con il loro differente campo di applicazione. Questo genere di impalcato è costituito da tre elementi, come mostrato nella seguente Figura 1:

- trave metallica;
- soletta in calcestruzzo;
- connettori a taglio.





La connessione è un aspetto di fondamentale importanza, poiché, se i connettori a taglio sono dimensionati correttamente, saranno evitati spostamenti relativi tra l'estradosso della trave metallica e l'intradosso della soletta in calcestruzzo. In questo modo la fibra superiore della trave metallica e quella inferiore della soletta di calcestruzzo sono soggette alla stessa deformazione.

I connettori a taglio sono generalmente saldati sulla flangia superiore della trave metallica e successivamente immersi nella soletta di calcestruzzo. Tali connettori sono disponibili in diverse forme. I connettori più utilizzati sono quelli a piolo. Ciò è dovuto alla loro facilità di posizionamento, al loro peso molto basso e alla larga sperimentazione effettuata su essi. Quest'ampia sperimentazione ha portato alla definizione di metodi affidabili, come definito in Eurocodice 4-2.

1.1 Aspetti storici

Questa tipologia di struttura non nacque da un'invenzione, ma dall'interpretazione del comportamento reale delle strutture costituite da travi metalliche, alle quali veniva sovrapposta una soletta di calcestruzzo. Inizialmente la soletta di calcestruzzo aveva un compito strutturale secondario, costituendo l'impalcato,

senza collaborare alla funzione statica delle travi principali.

Intorno al 1930 si scoprì che il comportamento delle due componenti era differente da quello che si aspettava mediante il calcolo a flessione, considerando i due elementi non collegati. Infatti, si era constatato che nella realtà la soletta di calcestruzzo assorbiva un'aliquota di carico maggiore di quella attesa. Di conseguenza vi saranno zone fessurate o eccessivamente compresse, mentre le travi metalliche saranno soggette a stati tensionali minori di quanto aspettato. La causa di questi fenomeni era dovuta al comportamento dell'interfaccia delle due componenti: si rilevò che lo spostamento relativo era minore di quello ipotizzato teoricamente. Ciò era dovuto al fatto che la superficie dell'estradosso della trave metallica non era completamente liscia, a causa della presenza di chiodature nelle giunzioni delle travi, che quindi fornivano una resistenza di aderenza imprevista.

Successivamente a questa scoperta, si iniziò ad approfondire questa tipologia di strutture. Mediante una larga sperimentazione è stato possibile definire i metodi per il loro dimensionamento.

Negli ultimi decenni l'utilizzo di questa tipologia strutturale è incrementata soprattutto nell'ambito di strutture da ponte, in sostituzione alle travi prefabbricate in cemento armato precompresso per campate di luce superiore a 40 metri. Questo cambiamento è dovuto ai diversi vantaggi degli impalcati a sezione misti, che verranno elencati in seguito, e ad un notevole progresso delle caratteristiche dei materiali. Infatti, si iniziarono ad utilizzare sia acciai saldabili ad alta resistenza, anche per piatti di spessore notevole, che calcestruzzi ad elevata resistenza.

Al giorno d'oggi questa tipologia strutturale è molto concorrenziale per luci medie 30-120 metri e per ciò in Italia la maggior parte dei ponti viene realizzata in questo modo. Questo fatto è confermato anche da una statistica del Sétra (ente tecnico francese che si occupa di strade e autostrade), nella quale viene messo in evidenza che in un intervallo di luci comprese tra 40 e 100 metri la struttura composta è competitiva rispetto alle soluzioni in cemento armato precompresso. Secondo tale ente, per luci comprese tra 60 e 80 metri, la differenza di costo tra le due tipologie di impalcato raggiunge un valore massimo del 18%. Per questo motivo, in questo campo, i ponti a struttura composta sono circa 85%.

1.2 Tipologie di impalcato

Gli impalcati a sezione mista acciaio-calcestruzzo si dividono in 3 differenti tipologie, come descritto in seguito:

- Impalcati con schema bi-trave: questa tipologia è composta da una soletta di calcestruzzo, la quale è sostenuta da due travi metalliche connesse tra loro mediante traversi. Questi ultimi generalmente non sono collegati alla soletta di calcestruzzo, come mostrato nella seguente Figura 2.



Figura 2: Impalcato con schema bi-trave

Questa tipologia di impalcato è la più utilizzata, grazie alla sua semplicità ed alla sua minore incidenza, portando ad una maggiore economicità. Il suo campo principale di utilizzo è in ponti rettilinei di luce compresa tra 40-100 metri.

Le travi principali sono solitamente travi metalliche realizzate direttamente in officina tramite saldatura e successivamente trasportate in sito e collegate mediante bullonatura o saldatura. In

questo modo è possibile realizzare travi metalliche aventi sezione variabile. Infatti, generalmente queste ultime hanno una larghezza costante della flange ma uno spessore variabile.

Inoltre, le travi principali solitamente vengono stabilizzate inserendo diaframmi o controventi dimensionati opportunamente.

L'utilizzo di profili laminati è limitato solamente per campate di luci molto piccole.

I traversi vengono normalmente posizionati a metà altezza delle travi principali: tale posizione agevola sia il passaggio delle casseforme mobili utilizzate per il getto della soletta, sia un'eventuale manutenzione.

 Impalcati con schema a cassone: questa tipologia è composta da una soletta di calcestruzzo, la quale è sostenuta da una trave metallica aperta superiormente. Quest'ultima è realizzata saldando due flange superiori, due anime e una flangia inferiore. La flangia inferiore, avente una lunghezza molto maggiore degli altri elementi, può essere soggetta a fenomeni di instabilità. Per evitare ciò, vengono inseriti irrigidimenti longitudinali all'interno dell'elemento. Un esempio di impalcato a cassone è mostrato nella seguente Figura 3.



Figura 3: Impalcato con schema a cassone

Questa tipologia di impalcati presenta un'incidenza maggiore. Per tale ragione il suo utilizzo è limitato ai seguenti casi: per tracciati stradali in curva, perché tale impalcato possiede un'elevata rigidezza torsionale; o in presenza di limitazioni sull'altezza della trave metallica. Infatti questa soluzione porta ad un'altezza minore rispetto allo schema bi-trave.

Anche questa tipologia di impalcati sfrutta la prefabbricazione: le travi principali vengono realizzati direttamente in officina e successivamente trasportati in conci in sito.

In alcuni casi per aumentare la rigidezza torsionale è possibile chiudere superiormente la parte metallica. Questo può essere utile in impalcati curvi.

 Impalcato con schema a travi metalliche immerse: questa tipologia è composta da travi metalliche, solitamente con profilo a doppia T, le quali vengono immerse all'interno della soletta di calcestruzzo, come mostrato in seguito nella Figura 4.



Figura 4: Impalcato con schema a travi metalliche immerse

Questa tipologia di impalcati è una buona alternativa alle travi prefabbricate in cemento armato precompresso per campata di basse luce, circa 10-12 metri, e trova ampio utilizzo in ambito ferroviario. Per luci cosi piccole non è conveniente utilizzare gli schemi illustrati precedentemente. Infatti, utilizzando le regole progettuali che forniscono i rapporti luce/altezza della trave metallica, si otterrà un'altezza della trave metallica minore di un metro. Tale assunzione non risulta corretta, in quanto queste travi metalliche dovranno sostenere un impalcato di larghezza spesso maggiore di 10 metri.

1.3 Procedimenti costruttivi

La costruzione dell'impalcato avviene con il posizionamento delle travi metalliche. Come definito in precedenza, le travi metalliche sono realizzate in officina e successivamente sono trasportate per conci in sito. Al fine di minimizzare il trasporto e le saldature, conviene massimizzare la lunghezza di ciascun concio. La posa delle travi metalliche può avvenire per spinta o per sollevamento.

Dopo la posa delle travi metalliche avviene il posizionamento dei connettori a taglio e di eventuali controventi o diaframmi tramite bullonatura.

Successivamente avviene il getto della soletta di calcestruzzo. Esso può avvenire interamente in opera o utilizzando una prefabbricazione a conci.

Il getto in opera può essere effettuato utilizzando delle casseformi mobili, le quali saranno sostenute dalle travi metalliche. Queste ultime saranno utilizzate come binari. In questo modo la soletta di calcestruzzo viene gettata in segmenti di lunghezza variabile tra 10 e 25 metri.

Tuttavia questa tecnica costruttiva è complessa in quanto richiede il fissaggio delle casseformi mobili alle travi metalliche.

Per questi motivi un'alternativa valida è utilizzare casseformi a perdere: comunemente le più utilizzate sono le lastre predalles. L'utilizzo di questa tecnica costruttiva semplifica il getto nella parte centrale dell'impalcato.

In entrambi i casi precedenti è consigliabile eseguire il getto per tratti non consecutivi, poiché esso influisce sullo stato tensionale in esercizio dell'impalcato. Viene effettuato inizialmente il getto nelle zone di mezzeria e successivamente in corrispondenza degli appoggi interni. In questo modo si limitano le tensioni di trazione nel calcestruzzo in corrispondenza degli appoggi interni, che potrebbero portare già inizialmente alla fessurazione.

Invece, la prefabbricazione in conci viene utilizzata preferibilmente per opere particolari, come i sovrappassi autostradali, che richiedono tempi di esecuzione contenuti, in modo da interrompere solo temporaneamente il traffico sottostante. In questa tecnica costruttiva la soletta viene gettata precedentemente in segmenti di lunghezza 2-4 metri. Quando essi raggiungono la resistenza voluta vengono posizionati direttamente sulle travi di acciaio e successivamente vengono gettati solamente i nodi di chiusura.

In ogni caso, lo stato tensionale all'interno della sezione composta dipende dalle modalità costruttive dell'impalcato. Infatti, possiamo definire due differenti modalità: travi puntellate e travi non puntellate.

Nel caso di travi puntellate, sono posizionati dei puntelli al di sotto delle travi metalliche. In questo modo si eliminano quasi completamente le tensioni sulla trave metallica prima che la soletta di calcestruzzo indurisca. Questa modalità costruttiva permette di considerare la sezione composta reagente a tutti i carichi agenti.

Invece, nel caso di travi non puntellate, non sono inseriti puntelli al di sotto delle travi metalliche. In questa modalità, le travi metalliche oltre a sostenere il proprio peso, avranno il compito di sostenere anche il peso della soletta di calcestruzzo; mentre, la sezione composta sosterrà i carichi agenti successivamente.

1.4 Progettazione di impalcati a sezione mista

Gli impalcati a sezione mista acciaio-calcestruzzo possono essere realizzati sia mediante travi semplicemente appoggiate, sia tramite travi continue.

Gli impalcati realizzati con schema statico in semplice appoggio rappresentano il più naturale utilizzo della sezione composta. Infatti, essendo la trave composta soggetta esclusivamente a momento flettente negativo, la trave metallica sarà prevalentemente in trazione, evitando così problemi di instabilità; mentre, la soletta in calcestruzzo sarà compressa, evitando in questo modo problematiche dovute alla sua fessurazione.

L'utilizzo dello schema statico in semplice appoggio, tuttavia, ha il grande svantaggio di avere numerosi giunti. Essi portano ad un costo maggiore nella manutenzione ordinaria del ponte.

Proprio per questa ragione lo schema statico a trave continua risulta il più utilizzato. Inoltre, lo schema statico a trave continua permette l'utilizzo di travi metalliche di altezza minore, come definito dalla Tabella 1.

Nella progettazione degli impalcati in trave continua è necessario prendere in considerazione: la variazione dell'inerzia lungo l'asse longitudinale del ponte, dovuta alla fessurazione dell'impalcato nelle zone in corrispondenza degli appoggi interni, e i fenomeni di instabilità locale dei singoli elementi di acciaio compressi.

Per la scelta dell'altezza della trave metallica sono disponibili diverse relazioni geometriche. Esse sono fornite mediante il rapporto luce/altezza. Negli anni 90' Calgaro suggerì i seguenti rapporti, mostrati in Tabella 1.

Tipologia impalcato	Schema statico	Rapporto luce/altezza				
	Trave appoggiata di altezza costante22-25					
	Trave continua di altezza costante	28				
Bi-trave		25 sulla pila				
	Trave continua di altezza variabile	50-60 sulla spalla				
		40-50 in mezzeria				
Cassone	Trave continua	$\frac{1}{\frac{1}{36} \cdot \left(\frac{B}{12}\right)^{0,7}}$				

Tabella 1: Rapporti luce/altezza definiti da Calgaro

Tuttavia questi rapporti penalizzano eccessivamente la resistenza dei piatti a grande spessore, per cui è necessario utilizzare valori minori. Nella pratica odierna, per ottenere basse incidenze, è preferibile utilizzare valori di rapporti circa 18-20. Nel caso in cui sono presenti vincoli sulla geometria della trave metallica è possibile arrivare ad un rapporto pari a 25, ma ottenendo incidenze superiori.

1.5 Vantaggi e svantaggi degli impalcati misti in travi continue

Gli impalcati misti acciaio-calcestruzzo in travi continue sono un'ottima soluzione per ponti di luce 40-100 metri. Ciò è dovuto ai loro numerosi vantaggi, tra cui:

- prefabbricazione delle travi metalliche e eventualmente delle lastre predalles. In questo modo si ottengono: tempistiche minori nella costruzione in sito del ponte, la riduzione del numero di casseforme nel getto della soletta in calcestruzzo e maggiore accuratezza e qualità della struttura;
- ottimizzazione della resistenza dei due materiali. Infatti, questa tipologia di sezioni ha un notevole sfruttamento di entrambi i materiali;
- bassa manutenzione: l'unico lavoro di manutenzione richiesto è la ripittura ogni 20-30 anni;
- scarsa sensibilità ai cedimenti differenziali delle fondazioni, per cui questo tipo di impalcati saranno soggetti a criticità minori in caso di cedimenti differenziali;
- elevata qualità architettonica, conferita dalla semplicità dei particolari costruttivi e della chiarezza dell'impalcato strutturale, che lascia comprendere la funzione dei vari elementi.

Inoltre, rispetto agli impalcati in cemento armato precompresso, gli impalcati misti hanno diversi aspetti favorevoli, quali:

- peso minore dell'impalcato, perciò l'azione sismica sarà di minore entità e le fondazioni e gli appoggi sosterranno carichi minori e quindi avranno dimensioni minori;
- migliore funzionalità: essa è dovuta alla maggiore rigidezza, per cui a parità di carico agente saranno presenti frecce inferiori;
- eliminazione di giunti: gli impalcati misti possono essere realizzati con schema statico di trave continua;
- migliore adattabilità al tracciato stradale: gli impalcati misti possono essere realizzati con differenti luci ed altezze. Essi inoltre possono prendere in considerazione le variazioni di pendenza longitudinale (tratti con dossi) e trasversale (tratti in curva);
- facilità di riciclo in caso di demolizione: il telaio in acciaio è facilmente divisibile e riciclabile.

Tuttavia questa tipologia di impalcati presenta diversi aspetti che devono essere presi in considerazione nella progettazione:

- instabilità locale delle parti metalliche, che influenza il dimensionamento delle anime e delle flange inferiori compresse. Questa problematica si riscontra maggiormente nelle sezioni in corrispondenza degli appoggi intermedi, le quali sono soggette a momento flettente puramente negativo;
- fessurazione del calcestruzzo, che porta ad una diminuzione di rigidezza in alcune zone dell'impalcato. Sono presenti diversi metodi per considerare questo aspetto nella modellazione del ponte. Anche le sezioni influenzate dalla fessurazione sono quelle in corrispondenza degli appoggi intermedi;
- connessione trave metallica-soletta: questo aspetto è molto importante per ottenere l'interazione dei due elementi. La connessione è un problema di non agevole analisi teorica non agevole, in quanto dipendente da stati di sollecitazione complessi con forti concentrazioni di tensione e notevole sensibilità alla ripetizione dei carichi.

2 Comportamento statico del ponte

In questo capitolo viene analizzato il comportamento statico di alcune sezioni di un generico ponte con impalcato a sezione mista acciaio-calcestruzzo.

Nei primi sottocapitoli sono descritte nel dettaglio le verifiche a stato limite ultimo e di esercizio.

Successivamente viene descritto il foglio di calcolo utilizzato per eseguire le verifiche e la geometria del ponte. Infine sono mostrati i risultati delle verifiche di quattro sezioni caratteristiche.

2.1 Introduzione riferimenti normativi

Le verifiche a stato limite ultimo e di esercizio, insieme ad altre prescrizioni utili nella definizione del modello, sono descritte in Eurocodice 4-2, poiché quest'ultimo fa riferimento alle strutture da ponte realizzate in sezione mista acciaio-calcestruzzo.

Tuttavia, Eurocodice 4-2 richiama al suo interno l'utilizzo di altri Eurocodici per specifici argomenti, quali:

- Eurocodice 2-1-1 per la definizione delle caratteristiche resistenti del calcestruzzo e dell'armatura della soletta;
- Eurocodice 3-1-1 per la definizione delle caratteristiche resistenti delle travi metalliche e della classificazione delle sezioni trasversali;
- Eurocodice 3-1-5 per la definizione degli effetti di instabilità locale degli elementi di acciaio, sia a flessione che a taglio, e dimensionamento degli irrigidimenti verticali;
- Eurocodice 3-2 per la definizione di alcuni coefficienti della verifica a fatica.

In seguito sono mostrate nel dettaglio le verifiche a stato limite ultimo e di esercizio, oltre ad ulteriori regole da considerare nella modellazione dell'impalcato da ponte.

2.1.1 Materiali

Nella progettazione di ponti con impalcato a sezione mista acciaio-calcestruzzo vengono presi in considerazione:

- calcestruzzo della soletta;
- acciaio dell'armatura della soletta;
- acciaio strutturale del profilo.

2.1.1.1 Calcestruzzo

Le caratteristiche del calcestruzzo, come definito in Eurocodice 4-2 3.1, sono valutate dalla seguente Tabella 2, definita in Eurocodice 2-1-1 nel capitolo 3.1.

Strength classes for concrete										Analytical relation / Explanation					
f _{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
f _{ck,cube} (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	2.8
f _{om} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8(MPa)$
f _{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$\begin{array}{l} f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{(2/3)} \leq \! \text{C50/60} \\ f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + (f_{cm}/10)) \\ > \text{C50/60} \end{array}$
f _{ctk, 0,05} (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{\rm clic,0.05} = 0.7 \times f_{\rm clm}$ 5% fractile
f _{сtk,0,95} (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{\rm clk,0.95} = 1.3 \times f_{\rm clm}$ 95% fractile
E _{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{0.3}$ (f_{cm} in MPa)
£ _{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	see Figure 3.2 $E_{20.6c1} \binom{0}{f_{00}} = 0.7 f_{cm}^{0.31} \le 2.8 $
E _{cu1} (‰)					3,5					3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	see Figure 3.2 for f _{ck} ≥ 50 Mpa f _{cut} (⁰ /m)=2.8+27I(98-f _{cm})/1001 ⁴
Ec2 (‰)		,		_	2,0					2,2	2,3	2,4	2, 5	2,6	see Figure 3.3 for $f_{ck} \ge 50$ Mpa $\mathcal{E}_{c2}(^{0}/_{00})=2,0+0,085(f_{ck}-50)^{0.53}$
E _{cu2} (‰)					3,5					3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	see Figure 3.3 for $f_{ck} \ge 50 \text{ Mpa}$ $\mathcal{E}_{cu2}(^{11}/_{100})=2,6+35[(90-f_{ck})/100]^4$
п					2,0					1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	for f _{ck} ≥ 50 Mpa n=1,4+23,4[(90- f _{ck})/100] ⁴
_{Ec3} (‰)					1,75					1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	see Figure 3.4 for f _{ck} ≥ 50 Mpa δ _{c3} (ⁱⁱ / ₀₀)=1,75+0,55[(f _{ck} -50)/40]
£ _{cu3} (‰)					3,5					3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	see Figure 3.4 for f _{ck} ≥ 50 Mpa ¿ _{cu3} (°/ ₀₀)=2,6+35[(90-f _{ck})/100] ⁴

Tabella 2: Classi di resistenza calcestruzzo

La classe di resistenza del calcestruzzo viene definita dalla sigla C X/Y, nella quale X è la resistenza caratteristica cilindrica ottenuta utilizzando provini aventi diametro pari a 150 mm e altezza pari a 300 mm, mentre Y è la resistenza caratteristica cubica ottenuta tramite provini di lato 150 mm. In entrambi i provini viene valutata la resistenza con una maturazione di 28 giorni del calcestruzzo.

Nella progettazione vengono utilizzate solamente le resistenze cilindriche.

La valutazione della resistenza allo stato limite ultimo avviene attraverso l'utilizzo di coefficienti parziali di sicurezza, nel caso del calcestruzzo tramite la relazione:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Dove:

- f_{ck} è la resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo a compressione;
- γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo pari a 1,5;
- α_{cc} è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata pari a 1.

Il valore di α_{cc} fornito in Eurocodice 2-2, per la progettazione di ponti in calcestruzzo, è un valore compreso tra 0.80 e 1; tuttavia nel caso in esame, Eurocodice 4-2 utilizza il valore 1 senza permettere la scelta di esso. Ciò avviene per diverse ragioni:

- La configurazione plastica nelle sezioni composte con riferimento a Eurocodice 4-2 utilizza un andamento costante "Stress Block" pari a $0.85 \cdot f_{cd}$, il quale si estende fino all'asse neutro plastico. Mentre con riferimento a Eurocodice 2-2, l'andamento costante "Stress Block" si sviluppa solamente per una altezza pari al 80% dell'asse neutro plastico, come definito nella seguente Figura 5. Per questo motivo il fattore 0.85 di Eurocodice 4-2 non è l'equivalente del fattore α_{cc} di Eurocodice 2-2.



Figura 5: Differenza "Stress Block" tra Eurocodice 2-2 e 4-2

- L'assunzione dello "Stress Block" riferito a Eurocodice 4-2 è stata verificata tramite test effettuati su elementi composti.
- Lo "Stress Block" riferito a Eurocodice 4-2 è più semplice da utilizzare. Infatti, le regole di Eurocodice
 2-2 non sono uguali a quelle presenti in Eurocodice 4-2, poiché le formule di resistenza di Eurocodice
 2-2 diventano complesse dove l'asse neutro plastico è vicino o all'interno della flangia di acciaio adiacente.

Il valore di f_{cd} ricavato in precedenza è utilizzabile solamente nella verifica delle sezioni trasversali composte, mentre non è utilizzabile nella verifica di elementi di sezione di solo calcestruzzo armato.

Dalla Tabella 2 fornita in precedenza è possibile ricavare anche i valori di resistenza a trazione media f_{ctm} e del modulo elastico medio E_{cm} .

Nella progettazione di ponti a sezione mista acciaio-calcestruzzo è presente una limitazione della classe di resistenza del calcestruzzo: infatti è possibile utilizzare esclusivamente calcestruzzi di classe almeno C20/25 e non superiore a C60/75, come definito in Eurocodice 4-2 nella clausola 3.1 (2).

Il limite superiore della classe di resistenza in Eurocodice 4-2 è minore di quello riferito a Eurocodice 2-2 (C70/85); ciò è dovuto alla conoscenza e all'esperienza limitata del comportamento di elementi composti con elevata classe di resistenza.

2.1.1.2 Acciaio dell'armatura della soletta

Le caratteristiche delle barre di acciaio dell'armatura, come definito in Eurocodice 4-2 3.2, sono valutate in Eurocodice 2-1-1 nel capitolo 3.2, dove è permesso l'utilizzo di barre e reti elettrosaldate ad aderenza migliorata.

Le regole di progettazione sono valide per barre aventi una resistenza a snervamento f_{sk} compresa tra 400 MPa e 600 MPa, come definito in Eurocodice 2-1-1 nella clausola 3.2.2 (3).

Per semplicità è possibile assumere il modulo di elasticità dell'acciaio dell'armatura pari a 210 000 MPa, stesso valore dell'acciaio strutturale del profilo, come definito in Eurocodice 4-2 nella clausola 3.2 (2).

In questo modo non è necessario omogeneizzare l'acciaio dell'armatura a quello del profilo nella valutazione delle proprietà geometriche della sezione composta.

Infine, l'armatura della soletta deve garantire un'adeguata duttilità, definita tramite i limiti mostrati nella seguente Tabella 3.

	Tabella 3: Condizioni duttilità armatura						
Class	Characteristic strain at maximum force, $\varepsilon_{\sf uk}$ (%)	Minimum value of $k = (f_t/f_y)_k$					
A	≥2.5 > 5	≥1.05					
C	≥s ≥7.5	≥1.08 ≥1.15, <1.35					

Sono definite tre differenti classi di duttilità in funzione del rapporto k tra la tensione di rottura e quella di

Tra Eurocodice 2 e Eurocodice 4 sono presenti delle differenze riguardo la duttilità: l'Eurocodice 2 non permette l'utilizzo di barre di classe A nella progettazione di ponti, mentre Eurocodice 4 permette l'utilizzo di barre di classe A solamente per sezioni trasversali di classe 3 o 4. Questa eccezione è permessa in quanto le sezioni trasversali di classe 3 o 4 sono soggette a deformazioni limitate, invece per sezioni trasversali di classe 1 o 2 questa eccezione non è permessa. Tali sezioni, infatti, sono dimensionate per sostenere elevate deformazioni dovute alla plasticizzazione dell'intera sezione composta.

La valutazione della resistenza allo stato limite ultimo dell'acciaio dell'armatura avviene tramite la relazione:

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

Dove:

- f_{sk} è la resistenza caratteristica dell'acciaio dell'armatura;
- γ_s è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio dell'armatura pari a 1,15.

2.1.1.3 Acciaio strutturale del profilo

snervamento e dalla deformazione massima ε_{uk} .

Le caratteristiche dell'acciaio del profilo, come definito in Eurocodice 4-2 3.3, sono valutate in Eurocodice 3-1-1 nel capitolo 3.2 tramite la seguente Tabella 4. In essa sono mostrate le resistenze caratteristiche di snervamento f_{yk} e di rottura f_{uk} di profili di acciaio aventi sezione aperta.

La Tabella 4, infatti, mostra le resistenze riferite ad acciai aventi una tensione di snervamento massima di 460 MPa: ciò è dovuto al fatto che non è possibile utilizzare acciai di resistenza maggiore. Tramite prove effettuate su acciai ad alte prestazioni si è constatato che alcune regole di progettazione non sono più valide.

Norme e qualità	Spessore nominale dell'elemento							
degli acciai	t ≤ 4	0 mm	40 mm < t ≤ 80 mm					
	f _{vk} [N/mm ²	f _{tk} [N/mm ²]	f _{vk} [N/mm ²]	f _{tk} [N/mm ²]				
UNI EN 10025-2								
S 235	235	360	215	360				
S 275	275	430	255	410				
S 355	355	510	335	470				
S 450	440	550	420	550				
UNI EN 10025-3								
S 275 N/NL	275	390	255	370				
S 355 N/NL	355	490	335	470				
S 420 N/NL	420	520	390	520				
S 460 N/NL	460	540	430	540				
UNI EN 10025-4								
S 275 M/ML	275	370	255	360				
S 355 M/ML	355	470	335	450				
S 420 M/ML	420	520	390	500				
S 460 M/ML	460	540	430	530				
UNI EN 10025-5								
S 235 W	235	360	215	340				
S 355 W	355	510	335	490				

Tabella 4: Resistenze acciaio del profilo

La valutazione della resistenza allo stato limite ultimo dell'acciaio strutturale del profilo avviene tramite la relazione:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

Dove:

- f_{yk} è la resistenza caratteristica dell'acciaio strutturale del profilo;
- γ_{M0} è il coefficiente parziale di sicurezza relativo alla resistenza delle sezioni di acciaio pari a 1.

2.1.2 Metodi di analisi globale

Eurocodice 4-2 fornisce tre differenti metodi per l'analisi globale di un ponte:

- analisi elastica lineare;
- analisi elastica lineare con correzione dovuta alla fessurazione del calcestruzzo;
- analisi non lineare.

Le azioni possono essere valutate tramite un'analisi elastica lineare, anche dove la teoria plastica è utilizzata per la valutazione della resistenza della sezione trasversale, come definito in Eurocodice 4-2 nella clausola 5.4.1.1 (1). Questo è il caso delle sezioni trasversali di classe 1 o 2, le quali sono posizionate nella mezzeria delle campate.

Tramite diversi studi è stata accettata questa apparente incompatibilità tra il metodo usato per l'analisi e quello per la resistenza delle sezioni. Questa assunzione di norma non riscontra problemi, poiché raramente esistono casi di carico in cui si ottiene contemporaneamente un momento massimo in campata e sull'appoggio. Vi è però un'eccezione nel caso in cui è presente una grossa differenza di lunghezza tra due travi adiacenti; è necessario, quindi, effettuare delle limitazioni sul modello resistente.

L'analisi globale deve anche tenere in considerazione diversi aspetti:

- effetti dello shear lag all'interno della soletta di calcestruzzo;
- effetti dovuti all'instabilità della sezione trasversale.

Nel caso di analisi elastica lineare, è necessario tenere in considerazione ulteriori aspetti:

- effetti dovuti a viscosità e ritiro;
- effetti dovuti alla fessurazione del calcestruzzo.

2.1.2.1 Effetti dello shear lag all'interno della soletta di calcestruzzo

Gli effetti dello shear lag all'interno della soletta sono considerati valutando una larghezza della soletta collaborante, come definito in Eurocodice 4-2 nel capitolo 5.4.1.2.

Il comportamento della soletta è molto complesso, essendo influenzato dai seguenti parametri: configurazione del carico, estensione della fessura, estensione dello snervamento dell'armatura longitudinali e quantità di armatura trasversale. Questi ultimi tre parametri forniscono un contributo importante alla ridistribuzione delle tensioni all'interno della sezione.

Il comportamento ultimo a taglio della flangia, invece, viene modellato con un traliccio simile a quello delle anime nelle travi in calcestruzzo.

Il valore della larghezza della soletta collaborante varia in funzione della posizione lungo la trave. Nel caso di sezioni posizionate in campata o sugli appoggi interni si valuta tramite la relazione:

$$b_{eff} = b_0 + \sum_i b_{ei}$$

Dove:

- b_0 è la distanza tra i connettori a taglio più esterni;
- b_{ei} è la distanza tra il connettore a taglio più esterno e l'estremo della soletta effettiva. Essa si ottiene come valore minimo tra $L_e/8$ e b_i , dove L_e è la distanza approssimata tra i punti di momento nullo. L_e viene valutata, quindi, tramite le relazioni mostrate nella seguente Figura 6, le quali variano in funzione della posizione della sezione. b_i , invece, è la distanza tra il connettore a taglio più esterno e l'estremo della soletta lorda.



Figura 6: Larghezza soletta collaborante

Nella figura precedente è possibile constatare che sono presenti quattro differenti relazioni nella valutazione della distanza L_e , in funzione delle diverse posizioni: la campata terminale, la campata intermedia, l'appoggio interno e la mensola esterna.

Nel caso di sezione posizionata in un appoggio esterno, invece, la larghezza della soletta collaborante si ottiene tramite la relazione:

$$b_{eff} = b_0 + \sum_i \beta_i \cdot b_{ei}$$

Dove:

- β_i è un fattore ottenuto tramite la relazione: $\beta_i = 0.55 + 0.025 \cdot L_e / b_{ei} \le 1$, nel quale L_e e b_{ei} sono riferiti alla campata terminale.

L'andamento della larghezza della soletta collaborante viene assunto pari a quello in Figura 6; tuttavia, anche se sono presenti differenze significative tra la larghezza della soletta collaborante in mezzeria e sugli appoggi, è possibile considerarla costante lungo tutta la lunghezza della trave nell'analisi elastica, con valore pari a quello in campata, come definito in Eurocodice 4-2 nella clausola 5.4.1.2 (4). Ciò è possibile in quanto lo shear lag ha una limitata influenza sui risultati finali.

Eppure, per il corretto utilizzo delle relazioni in Figura 6, è necessario che siano soddisfatti i seguenti rapporti tra le campate:

- il rapporto tra la lunghezza minore e quella maggiore di due campate adiacenti deve essere maggiore di 0,5;
- la lunghezza della mensola non deve superare la metà della lunghezza della campata adiacente.

2.1.2.2 Effetti dovuti all'instabilità della sezione trasversale

Per sezioni trasversali di classe 4 è necessario considerare la riduzione di rigidezza, causata dall'instabilità degli elementi in acciaio.

Teoricamente la rigidezza dell'elemento di acciaio si riduce istantaneamente quando viene raggiunto il carico critico di instabilità. Tuttavia, gli elementi di acciaio sono soggetti a imperfezioni e per cui sarà presente una immediata riduzione di rigidezza, la quale continuerà a diminuire all'aumentare del carico.

Ciò avviene in quanto la sollecitazione si distribuisce in maniera non uniforme lungo la lunghezza dell'elemento, come mostrato in Figura 7.



Figura 7: Andamento tensionale in elementi soggetti ad instabilità

L'andamento tensionale in Figura 7 è dovuto alla differenza di lunghezza, lungo la quale il carico si può distribuire. Infatti al centro, a causa dell'instabilità, avremo una lunghezza maggiore tra i due estremi della piastra.

Questa perdita di rigidezza deve essere considerata solamente quando è significativa, ovvero quando il rapporto tra l'area della sezione efficace e quella lorda è minore del valore limite $\rho_{lim} = 0.5$, come definito in Eurocodice 3-1-5 nella clausola 2.2 (5). Proprio per questo motivo, gli effetti dell'instabilità raramente sono considerati nell'analisi globale.

2.1.2.3 Effetti dovuti a viscosità e ritiro

Gli effetti della viscosità, come definito in Eurocodice 4-2 nella clausola 5.4.2.2 (2), sono presi in considerazione tramite il rapporto modulare a lungo termine n_L . Esso dipende dal tipo di carico agente e dal tipo di calcestruzzo e si ottiene tramite la relazione:

$$n_L = n_0 \big(1 + \psi_L \cdot \phi(t, t_0) \big)$$

Dove:

- n_0 è il rapporto modulare a breve termine, ottenuto dal rapporto E_a/E_{cm} . E_a è il modulo elastico dell'acciaio, pari a 210000 MPa, mentre E_{cm} è il modulo elastico medio del calcestruzzo.
- ψ_L è il coefficiente correttivo che dipende dal tipo di carico agente: si assume pari a 1,1 per carichi permanenti, 0,55 per effetti primari e secondari del ritiro e 1,5 per deformazioni imposte.
- $\phi(t, t_0)$ è il coefficiente di viscosità che dipende dal tipo di calcestruzzo, dall'istante di applicazione del carico t_0 e dall'istante finale di analisi t. La sua valutazione è complessa ed è mostrata successivamente.

Il motivo del differente valore del coefficiente correttivo ψ_L è mostrato nella seguente Figura 8, dove emerge l'andamento della tensione di compressione nel calcestruzzo al variare del tempo di tre differenti carichi agenti.

S è la tensione di compressione causata dal ritiro ed aumenta al variare del tempo, per questo motivo si assume $\psi_L = 0,55$. Inoltre si può notare come il calcestruzzo sia più suscettibile alla viscosità quando esso è fresco.

P è la tensione di compressione causata da carichi permanenti. Essa risulta costante e per cui si dovrebbe assumere il coefficiente $\psi_L = 1$, ma tuttavia si considera pari a $\psi_L = 1,1$ poiché la sezione è composta e di conseguenza la flangia di acciaio non è soggetta alla viscosità.

Infine ID è la tensione di compressione causata da deformazioni imposte, in questo caso la tensione si riduce all'aumentare del tempo. Per questo motivo si assume $\psi_L = 1,5$



Figura 8: Andamento tensionale nel calcestruzzo per effetto della viscosità

Mentre il coefficiente di viscosità ϕ_t si ricava in Eurocodice 2-1-1 nell'allegato B alla clausola B.1 (1) tramite la relazione:

$$\phi(t,t_0) = \phi_0 \cdot \beta_c(t,t_0)$$

Dove:

 ϕ_0 è il coefficiente di viscosità nominale. Esso viene valutato tramite la relazione:

$$\phi_0 = \phi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$$

 ϕ_{RH} è un fattore correttivo in funzione dell'umidità relativa RH e della dimensione fittizia dell'elemento h_0 ; $\beta(f_{cm})$ è un fattore correttivo in funzione della resistenza media del calcestruzzo a compressione; $\beta(t_0)$ è un fattore correttivo che prende in considerazione l'età in cui il calcestruzzo viene caricato.

- $\beta_c(t, t_0)$ è coefficiente che descrive l'evoluzione della viscosità nel tempo dopo l'applicazione del carico. Esso viene valutato tramite la relazione:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0}\right]^{0,3}$$

t è l'istante in cui viene effettuata l'analisi; t_0 è l'istante in cui viene applicato il carico; β_H è un fattore correttivo in funzione dell'umidità relativa.

La valutazione dell'istante in cui viene applicato il carico t_0 è differente per carichi permanenti e ritiro. Nel caso di ritiro, l'istante t_0 viene assunto pari a 1 giorno, come definito in Eurocodice 4-2 nella clausola 5.4.2.2 (4), mentre nel caso di carichi permanenti può essere assunto un valore conservativo pari a 7 giorni, come consigliato nelle Designers Guide To EN 1994-2, nel capitolo relativo al ritiro.

2.1.2.4 Effetti dovuti alla fessurazione del calcestruzzo

Nel caso di travi continue è necessario prendere in considerazione la possibilità che la soletta risulti fessurata in corrispondenza delle zone di momento flettente negativo (hogging moment), posizionate in corrispondenza degli appoggi interni. La presenza di zone fessurate comporta una riduzione di rigidezza con conseguente variazione della distribuzione delle sollecitazioni.

La fessurazione nelle travi a sezione composta è differente rispetto alle travi in calcestruzzo armato: in queste ultime, la fessurazione si verifica sia nelle zone di momento flettente positivo (sagging moment) che nelle zone di momento flettente negativo (hogging moment), mentre per le travi a sezione composta è limitata alle zone di momento flettente negativo.

Inizialmente, nelle bozze di Eurocodice 4-2, era presente un ulteriore metodo per tenere in considerazione gli effetti della fessurazione nell'analisi globale lineare. Questo metodo consisteva in una analisi elastica considerando la trave non fessurata con una successiva ridistribuzione dei momenti flettenti fino ad un massimo del 10%. Tuttavia in seguito a test dettagliati questa prescrizione è stata cancellata.

Tuttora sono presenti due differenti metodi:

- Metodo generale: questo metodo è diviso in diverse fasi, come descritto in Eurocodice 4-2 nella clausola 5.4.2.3 (2). Nella fase iniziale si valuta l'estensione della fessura: ciò avviene calcolando l'inviluppo di tagli e momenti flettenti riferiti alla combinazione caratteristica, assumendo la sezione non fessurata e considerando gli effetti a lungo termine. La sezione trasversale si assume fessurata quando la tensione nella fibra più esterna tesa, supera un valore pari al doppio della resistenza a trazione del calcestruzzo media f_{ctm} .

La scelta del valore della tensione limite pari a $2 \cdot f_{ctm}$ è stata fatta per diversi motivi: poiché di solito il calcestruzzo è più resistente di quanto specificato e poiché è presente un contributo significativo del tension stiffening quando la tensione raggiunge un valore pari a f_{ctm} .

In una seconda fase la struttura viene rianalizzata modificando il modello iniziale. Vengono inserite le sezioni trasversali fessurate nelle zone dove è superato il limite esposto in precedenza.

Successivamente vengono rivalutate le zone nelle quali la tensione della fibra più esterna supera il valore limite. Questo metodo è iterativo e termina quando le due fasi successive hanno le stesse estensioni della fessura.

Metodo semplificato: questo metodo non è iterativo, come definito in Eurocodice 4-2 nella clausola 5.4.2.3 (3). L'analisi viene effettuata su un modello, nel quale le zone in prossimità degli appoggi entro una distanza del 15% della lunghezza della campata, sono assunte fessurate; mentre la restante parte viene ipotizzata come non fessurata. Tale modello può essere utilizzato solo nel caso in cui i rapporti tra le lunghezze delle campate adiacenti, ottenute dividendo la campata minore con quella maggiore, siano almeno pari a 0,6. Quando questo limite non è rispettato è necessario utilizzare il metodo generale.

In entrambi i casi precedenti, la rigidezza della sezione non fessurata $E_a \cdot I_1$ viene valutata considerando la sezione lorda omogeneizzata all'acciaio, assumendo che il calcestruzzo non sia fessurato e trascurando la presenza di armatura all'interno della soletta. La rigidezza della sezione fessurata $E_a \cdot I_2$, invece, viene valutata trascurando il calcestruzzo teso e considerando l'armatura all'interno della soletta.

Infine, come definito in Eurocodice 4-2 nella clausola 5.4.2.3 (7), la valutazione della forza di taglio longitudinale deve essere valutata considerando la sezione non fessurata. Tuttavia è possibile utilizzare la sezione fessurata, a patto che l'analisi prenda in considerazione gli effetti di tension stiffening e della possibile sovra-resistenza del calcestruzzo.

2.1.3 Classificazione delle sezioni trasversali

La classificazione delle sezioni trasversali nelle travi composte è il metodo stabilito per prendere in considerazione l'instabilità locale degli elementi di acciaio nella progettazione.

Il concetto di "classe della sezione trasversale" è introdotto in Eurocodice 3-1-1 nel capitolo 5.5. Quest'ultima viene utilizzata per valutare il modello resistente di diverse verifiche, come la verifica a flessione, l'interazione flessione e taglio e la verifica a taglio longitudinale.

La classe della sezione trasversale è un numero che varia da 1 a 4. Essa viene valutata come il valore maggiore della classe di ciascuno degli elementi compressi di acciaio che la compongono.

La classe di ogni elemento di acciaio dipende da diversi parametri, quali: le dimensioni geometriche dell'elemento, la distribuzione delle tensioni longitudinali allo stato limite ultimo e il valore della tensione di snervamento.

Il ruolo della classificazione delle sezioni trasversali, come definito in Eurocodice 3-1-1 nel capitolo 5.5.1, è quello di identificare l'estensione dove la resistenza e la capacità rotazionale della sezione trasversale sono limitate a causa dell'instabilità locale. In riferimento a quanto detto, in Eurocodice 3-1-1 nella clausola 5.5.2 (1), vengono definite le caratteristiche di ciascuna classe:

- classe 1, la sezione trasversale può raggiungere il momento resistente plastico, andando a formare una cerniera plastica avente la capacità rotazionale richiesta.
- classe 2, la sezione trasversale può raggiungere il momento resistente plastico. In questo caso si ha una limitata capacità rotazionale della cerniera plastica e per questo motivo, essa può non essere introdotta in un'analisi globale plastica della struttura.
- classe 3, la sezione trasversale può raggiungere lo snervamento nella fibra più esterna di compressione. Si assume una distribuzione elastica lineare delle tensioni all'interno della sezione. In questo caso non è possibile raggiungere il momento resistente plastico, in quanto la capacità rotazionale è molto bassa e non può essere considerata nella progettazione.
- classe 4, la sezione trasversale è soggetta a fenomeni di instabilità locale. Questi fenomeni si svilupperanno prima dello snervamento della sezione e per questo motivo è necessario ricavare una sezione effettiva.

Quanto detto in precedenza può essere riassunto attraverso la seguente Figura 9.



Figura 9: Andamento momento flettente in funzione di rotazione e classe sezione

La classe riferita alla stessa sezione trasversale è differente quando essa è soggetta a momento flettente positivo (sagging moment) o momento flettente negativo (hogging moment), come definito in Eurocodice 4-2 nella clausola 5.5.1 (2). Ciò è dovuto al meccanismo resistente differente dei due momenti flettenti opposti. Proprio per questo motivo, in campata, dove il momento flettente è solamente positivo, non avremo problemi di instabilità locale e normalmente la sezione trasversale sarà classificata di classe 1 o 2. Mentre, sugli appoggi, dove il momento flettente è principalmente negativo, avremo una situazione più critica e solitamente la sezione sarà classificata di classe 3 o 4.

Nel caso in cui la sezione sia classificata di classe 4, come definito in Eurocodice 3-1-1 nella clausola 5.5.2 (2), è necessario ricavare una sezione efficace. Questo procedimento verrà trattato successivamente in un capitolo dedicato.

In funzione di quanto detto in precedenza, possiamo riassumere tutte le possibili combinazioni con la seguente Tabella 5.

		Classe Piattabanda					
		1	2	3	4		
	1	1	2	3	4		
Classe	2	2	2	3	4		
Anima	3	2*	2*	3	4		
	4	4	4	4	4		

Tabella 5: Combinazioni classificazione sezioni trasversali

Infatti, nella tabella precedente è possibile notare la presenza di un'eccezione, come definito in Eurocodice 3-1-1 nella clausola 5.5.2 (11): nel caso in cui la flangia venga classificata di classe 1 o 2 e l'anima di classe 3, è possibile ricondurre la sezione trasversale alla classe 2, andando a valutare una sezione efficace, nella quale sarà presente un foro all'interno dell'anima. Anche questo caso verrà illustrato dettagliatamente in seguito. Per le travi a sezione composta è presente un'ulteriore eccezione, come definito in Eurocodice 4-2 nella clausola 5.5.2 (1): è possibile classificare la flangia superiore vincolata alla soletta in calcestruzzo come un elemento di classe 1. Tale eccezione è influenzata dalla disposizione dei connettori a taglio all'interno della soletta, e per questo motivo è necessario che siano soddisfatte alcune prescrizioni descritte in seguito. Inoltre, se un elemento viene classificato di classe 4, è possibile riclassificarlo di classe 3, andando a ridefinire il coefficiente ε , all'interno del valore limite di snellezza tra classe 3 e 4, tramite la relazione:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{com,Ed} \cdot \gamma_{M0}}}$$

Dove:

- $\sigma_{com,Ed}$ è la massima tensione di compressione nell'elemento classificato.

In questo modo, nel caso in cui l'elemento è soggetto ad un basso stato tensionale, è possibile riclassificarlo di classe 3 e di conseguenza sarà evitata la valutazione della sezione efficace.

Concretamente questo procedimento consiste nel diminuire la tensione di snervamento dell'elemento, andando ad assumerla pari alla tensione massima di compressione. Tuttavia, quando si esegue la verifica di instabilità è necessario utilizzare in ogni caso la sezione effettiva.

Infine, per sezioni trasversali di classe 1 o 2, è necessario posizionare all'interno della soletta in calcestruzzo un'armatura superiore al valore definito dalla seguente relazione:

$$A_s \ge \delta \cdot \frac{f_y}{235} \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{sk}} \cdot \sqrt{k_c} \cdot A_c$$

Dove:

- δ è un coefficiente in funzione della classe della sezione trasversale. Si assume pari a 1 se la sezione trasversale è di classe 2 e pari a 1,1 se di classe 1.
- k_c è un coefficiente che prende in considerazione la distribuzione tensionale all'interno della sezione e si ricava dalla relazione:

$$k_c = \frac{1}{1 + h_c / (2 \cdot z_0)} + 0.3 \le 1$$

 h_c è l'altezza della soletta di calcestruzzo senza il tener conto dell'altezza della predalles; z_0 è la distanza tra il baricentro della soletta di calcestruzzo e il baricentro della sezione composta non fessurata.

Questa armatura deve avere una classe di duttilità B o C. Questo perché è necessario evitare la rottura dell'armatura in zone soggette ad una elevata rotazione, proprio come quelle di classe 1 o 2.

Durante la costruzione di ponti con impalcato a sezione composta è molto probabile che la trave di acciaio abbia una variazione della sua classe, poiché il getto della soletta di calcestruzzo limita l'instabilità della flangia superiore e porta ad un innalzamento dell'asse neutro della sezione.

2.1.3.1 Classificazione del singolo elemento di acciaio

La classe della sezione trasversale, come definito in Eurocodice 3-1-1 nella clausola 5.5.2 (6), è la classe maggiore, e quindi più sfavorevole, degli elementi compressi che la compongono.

Vengono definiti elementi compressi, come specificato in Eurocodice 3-1-1 nella clausola 5.5.2 (4), sia quelli totalmente compressi che quelli parzialmente compressi. Per valutare se l'elemento è compresso viene considerata solamente la posizione dell'asse neutro plastico.

La valutazione della classe del singolo elemento di acciaio viene eseguita separatamente tra flange compresse e anime. In Eurocodice 3-1-1 sono fornite diverse tabelle, mostrate in seguito, che definiranno i valori limite di snellezza (rapporto tra dimensiona maggiore e minore dell'elemento) di ciascuna classe.

Tali valori limite di snellezza sono definiti in maniera differente per elementi interni o esterni della sezione. Infatti, gli elementi esterni dipendono solamente dal materiale, mentre gli elementi interni, oltre al materiale sono in funzione della configurazione plastica e di quella elastica della sezione trasversale.

Nella valutazione dei valori di snellezza limite riferiti ad elementi interni, come definito in Eurocodice 4-2 nella clausola 5.5.1 (4), si fa riferimento alla configurazione plastica in ogni caso, ad eccezione nella valutazione della snellezza limite tra classe 3 e 4. In tal caso si fa riferimento alla configurazione elastica, nella quale si tiene in considerazione delle fasi costruttive dell'impalcato nella valutazione dello stato tensionale.

2.1.3.2 Classificazione delle flange

La classe delle flange compresse viene ottenuta tramite la seguente Tabella 6 presente in Eurocodice 3-1-1 nel capitolo 5.5.

La flangia viene considerato come un elemento soggetto esclusivamente a compressione. Per questa ragione la classificazione dipende esclusivamente dalla geometria dell'elemento e dalla tensione di snervamento dell'acciaio.



Tabella 6: Classificazione delle flange

2.1.3.3 Classificazione delle anime

La classe delle anime compresse viene ottenuta tramite la seguente Tabella 7 presente in Eurocodice 3-1-1 nel capitolo 5.5.





L'anima viene considerato come un elemento soggetto a flessione e compressione e per questo motivo la classificazione dipende dalla geometria dell'elemento, dalla tensione di snervamento dell'acciaio e dallo stato tensionale riferito alla configurazione plastica e quella elastica.

La dipendenza dallo stato tensionale è ottenuta tramite i seguenti coefficienti:

- α è il rapporto tra l'altezza della parte compressa dell'anima nella configurazione plastica e l'altezza totale dell'anima.
- ψ è il rapporto tra la tensione minima di trazione o compressione dell'anima e la tensione massima di compressione dell'anima. Entrambi i valori sono ottenuti dalla configurazione elastica.

2.1.3.4 Valutazione della sezione efficace di classe 2

Nel caso in cui, classificando la sezione trasversale, la flangia viene classificata di classe 1 o 2 e l'anima invece di classe 3, è possibile riclassificare la sezione trasversale come di classe 2. Questo avviene tramite la valutazione di una sezione efficace, ottenuta inserendo un foro all'interno della parte di anima compressa, come definito in Eurocodice 4-2 nella clausola 5.5.2 (3).

Il foro nell'anima compressa è l'effetto della sua iniziale instabilità. Mediante questa clausola, è possibile eseguire la verifica a flessione utilizzando la teoria plastica, nonostante la sezione dovrebbe essere classificata come di classe 3.

La valutazione dell'altezza e della posizione del foro sono ottenute tramite considerazioni riguardanti l'equilibrio tensionale della sezione, come definito nella seguente Figura 10, la quale è riferita ad una sezione trasversale soggetta a momento flettente negativo.



Figura 10: Configurazione sezione efficace di classe 2

Viene ipotizzato che la forza di compressione nell'anima sia pari a $40 \cdot \varepsilon \cdot t_w^2 \cdot f_{yd}$: da quest'ultima si ricava la posizione dell'asse neutro plastico e successivamente l'altezza del foro.

Tuttavia, per poter valutare questa nuova configurazione, è necessario che l'asse neutro plastico sia posizionato all'interno dell'anima. Per questo motivo, in sezioni trasversali soggette a momento flettente negativo, è presente un limite massimo di armatura all'interno della soletta. Tale limite evita l'innalzamento dell'asse neutro plastico oltre l'estremo dell'anima.
2.1.3.5 Valutazione della sezione efficace di classe 4

Nel caso in cui un elemento di acciaio della trave metallica venga classificato di classe 4 è necessario valutare una sezione efficace.

Quando l'elemento di classe 4 è una flangia, è possibile ricavare la sezione efficace senza alcuna iterazione. Questo perché si assume che la flangia sia soggetta ad una compressione costante. Mentre, nel caso in cui l'elemento di classe 4 è l'anima, è necessario effettuare un calcolo iterativo, nel quale sono calcolate le nuove proprietà geometriche ed il nuovo stato tensionale.

Per questa differenza di procedimento, quando entrambi gli elementi sono di classe 4, è necessario valutare prima la sezione efficace delle flange e successivamente effettuare il calcolo iterativo dovuto all'instabilità dell'anima.

Tuttavia, in entrambi i casi, le relazioni che determinano la valutazione della sezione efficace sono le medesime e sono illustrate successivamente:

- Valutazione del fattore di instabilità k_σ

Questo fattore si ricava in funzione dell'andamento delle tensioni all'interno dell'elemento compresso o parzialmente compresso preso in esame, come definito dalle seguenti Tabella 8 e Tabella 9 presenti in Eurocodice 3-1-5 nel capitolo 4.4.



Tabella 8: Valutazione sezione efficace per elementi compressi interni

- Valutazione della snellezza della piastra $\overline{\lambda_p}$ Questo fattore viene ottenuto tramite la relazione:

$$\overline{\lambda_p} = \frac{\overline{b}/t}{28.4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}}$$

Dove \overline{b} è la lunghezza dell'elemento compresso e t è lo spessore dell'elemento compresso. La relazione precedente è ricavata in funzione della tensione di instabilità critica dell'elemento piastra $\sigma_{cr,p}$. Infatti, per sostituzione delle seguenti relazioni è possibile ottenere quella precedente.

$$\overline{\lambda_p} = \sqrt{\frac{A_c \cdot f_y}{A_c \cdot \sigma_{cr,p}}} = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr,p}}}$$
$$\sigma_{cr,p} = k_\sigma \cdot \sigma_E = k_\sigma \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2$$

Dove σ_E è la tensione di instabilità elastica critica. Viene assunto un modulo elastico dell'acciaio pari a 210000 N/mm² e un coefficiente di contrazione di Poisson pari a 0,3.



Tabella 9: Valutazione sezione efficace per elementi compressi esterni

Valutazione del fattore di riduzione ρ Questo fattore si ricava mediante delle relazioni, esposte in seguito, in funzione della posizione dell'elemento e della snellezza della piastra $\overline{\lambda_p}$:

Elementi interni	$\rho = \frac{\overline{\lambda_p} - 0.055 \cdot (3 + \psi)}{\overline{\lambda_p}^2}$	per $\overline{\lambda_p} > 0,673$
	$\rho = 1$	per $\overline{\lambda_p} < 0,673$
Elementi Esterni	$\rho = \frac{\overline{\lambda_p} - 0,188}{\overline{\lambda_p}^2}$	per $\overline{\lambda_p} > 0,748$
	ho = 1	per $\overline{\lambda_p} < 0,748$

Nel caso in cui si ottiene $\rho = 1$ non è necessario valutare la sezione efficace, per cui non sarà presente alcun foro; mentre per valori inferiori è necessario valutare il foro nell'elemento.

- Valutazione del foro all'interno della sezione
 La valutazione del foro si ottiene tramite le relazioni in Tabella 8 e Tabella 9, le quali sono state definite in precedenza. L'altezza delle foto si ottiene come differenza tra la lunghezza dell'elemento e la sua altezza effettiva.
- Valutazione della sezione efficace

Successivamente aver ricavato la posizione e le dimensioni del foro, è possibile ricavare le proprietà geometriche della sezione efficace. Nel caso in cui l'elemento di classe 4 sia l'anima è necessario effettuare un calcolo iterativo. Dopo aver calcolato le nuove proprietà geometriche, si valuta il nuovo stato tensionale. In funzione di quest'ultimo viene effettuato nuovamente tutto il procedimento. L'iterazione sarà conclusa quando le tensioni ottenute dagli ultimi 2 step di calcolo saranno simili.

2.1.4 Verifica a flessione

La resistenza a flessione di una sezione trasversale può essere valutata con tre diverse teorie:

- teoria rigido-plastica;
- teoria elastica lineare;
- teoria elastica non lineare.

La teoria rigido-plastica, come definito in Eurocodice 4-2 nella clausola 6.2.1.1 (1), può essere utilizzata solamente dove le sezioni trasversali sono di classe 1 o 2 e dove non sono presenti cavi di pretensione.

Invece, la teoria elastica lineare ed elastica non lineare, come definito in Eurocodice 4-2 nella clausola 6.2.1.1 (2), possono essere utilizzate per ogni sezione. In questi due casi, come definito in Eurocodice 4-2 nella clausola 6.2.1.1 (3), si assume che la sezione trasversale rimanga sempre piana se i connettori a taglio e l'armatura trasversale sono progettate in modo opportuno. Questa ipotesi implica che lo slittamento longitudinale tra trave metallica e soletta di calcestruzzo sia trascurato. Ciò è corretto, in quanto sarebbe difficoltoso determinare accuratamente la rigidezza dei connettori a taglio, soprattutto dove la soletta è fessurata.

Nel caso in cui la trave sia soggetta ad una curvatura lungo il suo asse longitudinale, come definito in Eurocodice 4-2 nella clausola 6.2.1.1 (5), è necessario prendere in considerazione gli effetti di tale curvatura. Eurocodice 4-2 non fornisce indicazioni precise su come considerare questi effetti. Tuttavia, la pratica comune è trattare il cambiamento di direzione delle forze longitudinali nelle flange come un carico trasversale applicato su esse. In queste circostanze è preferibile utilizzare la teoria elastica per il calcolo della resistenza a flessione. Infatti, l'utilizzo dell'andamento tensionale "stress-block" risulta complesso, in quanto è necessario combinare la combinazione di carico globale e locale.

2.1.4.1 Momento resistente plastico

Per valutare il momento resistente plastico è necessario ricavare inizialmente la configurazione plastica, tramite la posizione dell'asse neutro plastico all'interno della sezione. Successivamente è possibile ottenere il momento resistente plastico.

La posizione dell'asse neutro plastico si ricava effettuando l'equilibrio delle tensioni longitudinali nella sezione. Si assumono i seguenti contributi resistenti di ciascun elemento, come definito in Eurocodice 4-2 nella clausola 6.2.1.2 (1):

- acciaio trave metallica: si considera sia teso che compresso con un valore pari a f_{yd} ;
- acciaio armatura della soletta: si considera solamente quello teso con un valore pari a f_{sd} ;
- calcestruzzo della soletta: si considera solamente quello compresso con un valore pari a $0.85 \cdot f_{cd}$.

L'area di acciaio dell'armatura trasversale solitamente viene trascurata, poiché il suo contributo risulta molto piccolo rispetto a quello della soletta di calcestruzzo.

Successivamente in Figura 11 e Figura 12 sono mostrate le due differenti configurazioni possibili.



Figura 11: Configurazione plastica sezione soggetta a momento positivo



Figura 12: Configurazione plastica sezione soggetta a momento negativo

Tuttavia, quando la soletta di calcestruzzo è compressa possono nascere problematiche. Nel modello descritto precedentemente si assume che ogni elemento possa raggiungere la sua resistenza ultima prima che la soletta di calcestruzzo inizi a collassare. Quando è presente una notevole differenza geometrica tra la soletta di calcestruzzo e la trave metallica, dove quest'ultima risulta molto più grande, il collasso della soletta di calcestruzzo può anticipare il raggiungimento della resistenza ultima di ogni elemento della sezione. Questo fatto porta ad un abbassamento dell'asse neutro plastico della sezione e di conseguenza aumenta la deformazione massima di compressione all'estradosso della soletta.

Numerosi studi su questo fenomeno hanno portato alla conclusione che la rottura prematura del calcestruzzo può essere trascurata per acciai delle travi metalliche fino alla classe S355. Nel caso in cui l'acciaio sia ad alta resistenza, S420 o S460, è necessario considerare il fenomeno descritto in precedenza. Ciò avviene tramite l'utilizzo di un coefficiente β che riduce il momento resistente plastico, in funzione della posizione dell'asse neutro plastico, come definito in Eurocodice 4-2 nella clausola 6.2.1.2 (2).

Vengono definite tre differenti situazioni:

- se $\frac{x_{pl}}{h} \le 0.15$ non è presente alcuna limitazione del momento resistente plastico, per cui $\beta = 1$;
- se $0.15 < \frac{x_{pl}}{h} \le 0.4$ 4 è presente una riduzione del momento resistente plastico. Il fattore di riduzione è compreso tra $0.85 < \beta < 1$ e si ricava tramite interpolazione;
- se $\frac{x_{pl}}{h} > 0,4$ è necessario effettuare un calcolo non lineare della resistenza a flessione.

Nella successiva Figura 13 è illustrato quanto spiegato in precedenza.



Figura 13: Configurazione plastica sezione con trave metallica ad alta resistenza

Eurocodice 4-2 fornisce anche due regole aggiuntive nella verifica a flessione, utilizzando l'analisi plastica. La prima regola prende in considerazione la possibilità che l'elemento da verificare sia soggetto a differenti sollecitazioni combinate, come ad esempio a momento flettente biassiale o a momento flettente combinato con il momento torcente.

Un elemento soggetto a questo tipo di sollecitazione può essere verificato utilizzando la seguente relazione presente in Eurocodice 3-1-1 alla clausola 6.2.1 (5).

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_{y/\gamma_{M0}}}\right)^{2} + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_{y/\gamma_{M0}}}\right)^{2} - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_{y/\gamma_{M0}}}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_{y/\gamma_{M0}}}\right) + 3 \cdot \left(\frac{\tau_{Ed}}{f_{y/\gamma_{M0}}}\right)^{2} \le 1$$

Dove:

- $\sigma_{x.Ed}$ è la tensione longitudinale del punto considerato;
- $\sigma_{z,Ed}$ è la tensione trasversale del punto considerato;
- τ_{Ed} è la tensione tangenziale del punto considerato.

Tuttavia, è molto raro che un ponte a sezione mista sia soggetto a momento flettente biassiale, perché il suo comportamento può essere considerato simile a quello di una trave.

Inoltre, è molto difficile che gli impalcati con schema bi-trave, avendo una bassa rigidezza torsionale, siano soggetti a momenti torsionali significativi. Sono presenti solamente alcune eccezione dove è necessario considerare il momento torcente:

- ponti posizionati in curva;
- ponti con impalcato obliquo agli estremi;
- ponti dove le casseformi sono vincolate alle travi metalliche con uno schema a mensola.

Per questo motivo è possibile ignorare la torsione alla St. Venant nelle verifiche allo stato limite ultimo, come definito in Eurocodice 3-1-1 nella clausola 6.2.7 (7).

La seconda regola, invece, è presa in considerazione quando il ponte è dimensionato utilizzando uno schema statico di tipo continuo. Nel caso in cui sia il rapporto tra due luci adiacenti sia minore di 0,6, sia le sezioni in campata siano di classe 1 o 2, e sia quelle in corrispondenza degli appoggi interni di classe 3 o 4, è necessario limitare la resistenza a flessione nelle zone in campata tramite la relazione:

$$M_{Ed} \le 0.9 \cdot M_{pl,Rd}$$

2.1.4.2 Momento resistente elastico

La valutazione dello stato tensionale della configurazione elastica tiene in considerazione gli effetti dello shear lag, con la valutazione della soletta effettiva collaborante, e gli effetti di instabilità degli elementi di acciaio, tramite la valutazione della sezione efficace della trave metallica, come definito in Eurocodice 4-2 nella clausola 6.2.1.5 (1).

Nella valutazione dello stato tensionale nelle strutture composte è necessario tenere in conto della loro sequenza costruttiva. Nel caso in cui la struttura non è puntellata, le sollecitazioni totali agenti si dividono in due parti: quelle agenti sulla trave metallica e quelle agenti sulla sezione composta, come definito dalla seguente relazione:

 $M_{Ed} = M_{a,Ed} + M_{c,Ed}$

Dove:

- $M_{a,Ed}$ è il momento agente solamente sulla sezione del profilo di acciaio;
- *M_{c,Ed}* è il momento agente sulla sezione composta.

Dopo aver valutato lo stato tensionale della configurazione elastica, è possibile calcolare il momento resistente elastico.

Eurocodice 4-2 nella clausola 6.2.1.5 (2) definisce i limiti di resistenza di ciascun elemento:

- acciaio trave metallica: si considera sia teso che compresso con un valore pari a f_{yd} ;
- acciaio armatura della soletta: si considera sia teso che compresso con un valore pari a f_{sd} ;
- calcestruzzo della soletta: si considera solamente quello compresso con un valore pari a f_{cd} .

In questo caso si trascura solamente il calcestruzzo teso, mentre l'acciaio dell'armatura all'interno della soletta può essere considerato o trascurato.

Il momento resistente elastico si ottiene tramite la successiva relazione, definita in Eurocodice 4-2 nella clausola 6.2.1.4 (6):

$$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + k \cdot M_{c,Ed}$$

Dove:

k è il minore dei moltiplicatori che portano ciascun elemento al raggiungimento della tensione limite.
 Ciascun moltiplicatore si ricava tramite la seguente imposizione.

$$\sigma = \frac{M_a}{W_a} + k \cdot \frac{M_c}{W_c} = f_{yd} / f_{sd} / f_{cd}$$

Dove, in funzione dell'elemento, viene scelto il valore della resistenza limite.

La scelta di incrementare solamente il momento agente sulla sezione composta $M_{c,Ed}$ con il moltiplicatore k, è dovuta al fatto che questo momento agente dipende da azioni la cui natura risulta incerta. Esso infatti, nasce principalmente grazie alle azioni variabili. Invece, il momento agente sulla trave metallica $M_{a,Ed}$ è dovuto ad azioni permanenti come il peso della trave metallica e della soletta di calcestruzzo.

2.1.5 Verifica a taglio

L'intera azione di taglio verticale di norma viene assorbita dalla trave metallica, come consigliato in diversi codici per sezioni composte. Questa assunzione è a vantaggio di sicurezza sia nel caso in cui la soletta di calcestruzzo è in compressione, sia quando la soletta di calcestruzzo è tesa e fessurata.

Tuttavia, è possibile prendere in conto l'effetto della soletta all'interno del contributo della flangia, nella valutazione della resistenza all'instabilità per taglio.

La resistenza a taglio di una sezione trasversale V_{Rd} viene valutata come valore minimo tra la resistenza plastica a taglio $V_{pl,Rd}$ e la resistenza all'instabilità per taglio $V_{b,Rd}$.

Inoltre, come definito in Eurocodice 3-1-5 nella clausola 5.1 (2), è possibile conoscere quale tra i due valore sia il valore della resistenza a taglio, in funzione della geometria della trave metallica e della presenza di irrigidimenti longitudinali, come mostrato nella seguente Tabella 10.

Geometria trave metallica	Condizione	Resistenza a taglio
Anima senza irrigidimenti	$\frac{h_w}{t_w} \le \frac{72 \cdot \varepsilon}{\eta}$	$V_{Rd} = V_{pl,Rd}$
Anima senza imgidimenti	$\frac{h_w}{t_w} > \frac{72 \cdot \varepsilon}{\eta}$	$V_{Rd} = V_{b,Rd}$
Anima con irrigidimenti	$\frac{h_w}{t_w} \le \frac{31 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau}}{\eta}$	$V_{Rd} = V_{pl,Rd}$
Anima con imgidimenti	$\frac{h_w}{t_w} > \frac{31 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau}}{\eta}$	$V_{Rd} = V_{b,Rd}$

Tabella 10: Valutazione resistenza a taglio

Dove:

- h_w è l'altezza dell'anima;
- t_w è lo spessore dell'anima;
- ε è un coefficiente in funzione della resistenza ultima dell'anima;
- η è un coefficiente in funzione del tipo di acciaio. Si assume pari a 1,2 per acciaio di classe fino a S460,
 e pari a 1 per acciaio di classe superiore a S460;
- $k_{ au}$ è il coefficiente minimo di instabilità a taglio e successivamente viene mostrato come ricavarlo.

Nei successivi sottocapitoli sono descritti nel dettaglio i procedimenti per ricavare le resistenze a taglio.

2.1.5.1 Resistenza plastica a taglio

La resistenza plastica a taglio di una sezione trasversale, in assenza di momento torcente, si ottiene tramite la seguente relazione, come definito in Eurocodice 3-1-1 nella clausola 6.2.6 (2):

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_V \cdot \binom{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}}$$

Dove:

- A_V è l'area di taglio: per sezioni a doppio T con elementi saldati vale $A_V = \eta \cdot \sum h_w \cdot t_w$.

2.1.5.2 Resistenza all'instabilità per taglio

La resistenza all'instabilità per taglio dipende principalmente dal campo tensionale agente nell'anima. Fino ad ora sono state sviluppate diverse teorie per la sua valutazione, tra cui quella fornita da Höglund e Galambos. Quest'ultima considera la sovrapposizione della resistenza all'instabilità e post-instabilità e differisce dalle altre nella definizione del campo tensionale.

Eurocodice 3-1-1 utilizza questa teoria, denominando questo campo tensionale come "campo tensionale ruotato", come mostrato nella successiva Figura 14.



Figura 14: Meccanismo resistente dell'anima a taglio

Questa teoria si basa sull'assunzione che non siano presenti tensioni membranali in direzione trasversale del pannello d'anima nella condizione critica di instabilità. Ciò è vero per anime di lunghi grigliati di travi dove sono presenti irrigidimenti trasversali solo in corrispondenza degli appoggi.

In condizioni critiche di instabilità lo stato tensionale è di taglio puro, per cui le tensioni principali risultano inclinate di 45° rispetto all'asse della trave. Una di esse risulta in trazione e l'altra in compressione, come definito dalla seguente relazione:

$$\sigma_1 = \tau_{cr} = -\sigma_2$$

Quando la sollecitazione supera il valore critico, raggiungendo così la fase post-instabilità, vi è un cambiamento dello stato tensionale. Infatti, la tensione principale di compressione σ_2 rimarrà costante, ma la tensione principale di trazione σ_1 potrà incrementare. Questo porta ad una diminuzione dell'angolo ϕ .

Il cambiamento rispetto alla condizione critica di instabilità avviene grazie alla tensione σ_h avente direzione lungo l'asse longitudinale.

Le tensioni principali si possono ottenere tramite le relazioni:

$$\sigma_1 = \frac{\tau}{\tan \phi}$$
$$\sigma_2 = -\tau \cdot \tan \phi$$

In campo post-instabilità lo stato tensionale può progredire fino al raggiungimento dello snervamento dell'intera anima, che tramite il criterio di Von Mises si determina con la seguente relazione:

$$\sigma_1{}^2 + \sigma_2{}^2 - \sigma_1 \cdot \sigma_2 = f_{yw}{}^2$$

Sostituendo le tensioni principali nella formula e definendo tan ϕ come rapporto tra il valore ultimo della tensione tangenziale τ_u e quello critico τ_{cr} , e la tensione principale di trazione come rapporto τ_u^2/τ_{cr} , si ottiene:

$$\frac{\tau_u^4}{\tau_{cr}^2} + \tau_{cr}^2 + \tau_u^2 = \tau_y^2$$

Risulta utile assumere come incognita il fattore χ_w , definito dal rapporto tra la tensione tangenziale ultima τ_u e la tensione tangenziale plastica τ_y . Inoltre, definendo il parametro di snellezza λ_w come $\lambda_w^2 = \tau_y/\tau_{cr}$, è possibile ottenere il valore della nostra incognita:

$$\chi_w = \frac{\sqrt[4]{3}}{\lambda_w^2} \left(\sqrt{1 - \frac{1}{\lambda_w^4}} - \frac{1}{2 \cdot \sqrt{3} \cdot \lambda_w^2} \right)$$

Eurocodice 3-1-5 utilizza questo approccio proponendo espressioni semplificate del fattore χ_w , come definito dettagliatamente in seguito.

Questo meccanismo non richiede alcun contributo delle flange. Tuttavia, in presenza di irrigidimenti trasversali, le flange sono vincolate ad essi e per questo motivo possiedono una moderata rigidezza flessionale.

Test effettuati sui pannelli d'anima sottoposti a taglio hanno mostrato la presenza di un differente meccanismo resistente formato dalle flange, nel quale avviene la formazione di diverse cerniere plastiche, come mostrato nella successiva Figura 15.



Figura 15: Meccanismo resistente delle flange a taglio

Questo meccanismo resistente è legato quindi al momento massimo che può essere sostenuto dalle flange e può attuarsi solamente quando il momento agente M_{Ed} risulta inferiore a quello resistente plastico della sezione $M_{f,Rd}$. Quest'ultimo si ottiene trascurando il contributo dell'anima e considerando quello della soletta di calcestruzzo.

Il contributo delle flange solitamente è molto basso, perché le flange generalmente sono dimensionate in base alle tensioni normali prodotte dal momento flettente.

Test effettuati da Skaloud e Rockey hanno mostrato che la distanza c, tra due cerniere plastiche, ha un valore compreso tra 0,16 e 0,75 volte la distanza tra due irrigidimenti verticali a. Invece, secondo Höglund, la distanza c può essere approssimata come:

$$c = a \cdot \left(0,25 + \frac{1,6 \cdot b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{t \cdot h_w^2 \cdot f_{yw}}\right)$$

Questa relazione però porta a distanze minori di quelle osservate nei test. Ciò dipende dal fatto che il meccanismo plastico delle flange non può svilupparsi liberamente, perché è presente il supporto aggiuntivo dell'anima. Per questo motivo i contributi di anima e flange non sono indipendenti tra loro.

Dopo questa introduzione dei due differenti meccanismi resistenti viene descritto il procedimento di verifica.

La resistenza all'instabilità al taglio, come detto in precedenza, è data dalla somma di due contributi che sono valutati separatamente, come definito dalla seguente relazione presente in Eurocodice 3-1-5 al capitolo 5.2:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \le \frac{\eta \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t_w}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}$$

Dove:

 $V_{bw,Rd}$ è il contributo resistente dell'anima. Viene valutato tramite la seguente relazione:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t_w}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}$$

 χ_w è un fattore che tiene conto del contributo dell'anima. Esso si ricava in funzione del parametro di snellezza λ_w e della rigidezza del montante d'appoggio, come definito in Eurocodice 3-1-5 nella clausola 5.3 (1).

abella 1	L: Valutazi	one fattore χ_w
----------	-------------	----------------------

Condizione	Montante d'appoggio rigido	Montante d'appoggio non rigido
$\bar{\lambda}_w < {}^{0,83}/\eta$	η	η
$0,83/\eta \le \bar{\lambda}_w < 1,08$	$0,83/\bar{\lambda}_w$	$0,83/\bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \ge 1,08$	$\frac{1,37}{(0,7+\bar{\lambda}_w)}$	$0,83/\bar{\lambda}_w$

Il parametro di snellezza λ_w si ricava in funzione della disposizione di irrigidimenti longitudinali e trasversali, come definito in Eurocodice 3-1-5 nella clausola 5.3 (3).

Tabella 12: Valutazione parametro di snellezza λ_w

Condizione	Relazione
Irrigidimenti trasversali solo su appoggi	$\bar{\lambda}_{w} = \frac{h_{w}}{86, 4 \cdot t_{w} \cdot \varepsilon}$
Irrigidimenti trasversali su appoggi e irrigidimenti trasversali intermedi o longitudinali	$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{37.4 \cdot t_w \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau}}$

Mentre, il coefficiente di instabilità a taglio k_{τ} si ricava in funzione del numero di irrigidimenti longitudinali, come definito in Eurocodice 3-1-5 nell'allegato A3.

Tabella 13: Valutazione coefficiente di instabilità $k_{ au}$

Numero Irrigidimenti	Condizione	Relazione	
0.0.2	$a/h_w \ge 1$	$k_{\tau} = 5,34 + 4 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 + k_{\tau st}$	
0072	$a_{h_w} < 1$	$k_{\tau} = 4 + 5,34 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 + k_{\tau st}$	
	$a/h_w \ge 3$	$k_{\tau} = 5,34 + 4 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 + k_{\tau st}$	
1 o 2	$a_{/h_w} < 3$	$k_{\tau} = 4,1 + \frac{6,3 + 0,18 \cdot \frac{I_{sl}}{t_{w}^{3} \cdot h_{w}}}{\left(\frac{a}{h_{w}}\right)^{2}} + 2,2 \cdot \sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{t_{w}^{3} \cdot h_{w}}}$	

Infine, I_{sl} è il momento di inerzia dell'irrigidimento longitudinale valutato nel suo baricentro, considerando anche i contributi dell'anima adiacente, aventi lunghezza ciascuno di $15 \cdot \varepsilon \cdot t_w$. Mentre, il coefficiente $k_{\tau st}$ si ricava tramite la seguente relazione, come definito in Eurocodice 3-1-5 nell'allegato A3:

$$k_{\tau st} = 9 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 \cdot \sqrt[4]{\left(\frac{I_{sl}}{t_w^3 \cdot h_w}\right)^3} \ge \frac{2.1}{t_w} \cdot \sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{h_w}}$$

- $V_{bf,Rd}$ è il contributo resistente delle flange. Viene valutato con la seguente relazione:

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{c \cdot \gamma_{M1}} \cdot \left[1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right]$$

All'interno della relazione è necessario utilizzare i valori della flangia avente proprietà minori. Come già esposto in precedenza, il contributo della flange viene considerato solamente quando il momento agente M_{Ed} risulta inferiore a quello resistente plastico della sezione $M_{f,Rd}$. Quest'ultimo è ottenuto trascurando solamente il contributo dell'anima e considerando la soletta di calcestruzzo. Perciò è necessario valutare la nuova configurazione plastica per ottenere $M_{f,Rd}$.

2.1.6 Interazione flessione-taglio

Le tensioni dovute al taglio non riducono significativamente la resistenza a flessione, a meno che il taglio agente V_{Ed} non sia elevato.

L'interazione flessione-taglio deve essere considerata solamente quando è soddisfatta la seguente relazione, come definito in Eurocodice 4-2 nella clausola 6.2.2.4 (1):

$$V_{Ed} > 0,5 \cdot V_{Rd}$$

Essa viene valutata tramite due approcci differenti in funzione della classe della sezione trasversale. Nei seguenti sottocapitoli sono mostrate nel dettaglio entrambe le verifiche.

2.1.6.1 Interazione per sezioni di classe 1 o 2

L'influenza del taglio nella resistenza a flessione viene considerata riducendo la resistenza ultima dell'anima della trave metallica a $(1 - \rho) \cdot f_{yd}$.

Il fattore di riduzione si ricava tramite la seguente relazione, come definito in Eurocodice 4-2 nella clausola 6.2.2.4 (2):

$$\rho = \left(\frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{Rd}} - 1\right)^2$$

In questo modo è possibile ricavare una nuova configurazione plastica, come mostrato nella seguente Figura 16. he



Figura 16: Configurazione plastica considerando l'effetto del taglio

La nuova configurazione plastica non considera la variazione della posizione dell'asse neutro plastico causata dalla riduzione della resistenza dell'anima, come definito in Eurocodice 4-2 nella clausola 6.2.2.4 (4). Perciò il momento plastico resistente ridotto sarà valutato considerando l'asse neutro plastico iniziale.

Sono mostrati in seguito i diagrammi di interazione flessione-taglio per sezioni trasversali soggette e non soggette all'instabilità per taglio.

- Interazione flessione-taglio per sezioni di classe 1 o 2 soggette all'instabilità a taglio.

In questo caso la resistenza a taglio V_{Rd} è la resistenza all'instabilità per taglio $V_{b,Rd}$.

Nella sottostante Figura 17 è mostrato il diagramma di interazione. Si può constatare come per momenti flettenti agenti M_{Ed} minori di $M_{f,Rd}$ è presente il contributo delle flange all'interno della resistenza a taglio $V_{b,Rd}$. Mentre, per tagli agenti V_{Ed} minori di $0.5 \cdot V_{b,Rd}$ non è presente alcuna riduzione del momento resistente plastico $M_{pl,Rd}$. Infine, vi è una zona compresa tra $M_{f,Rd}$ e $M_{pl,Rd}$ dove è presente un'interazione di tipo parabolico tra il momento resistente M_{Rd} e il taglio resistente V_{Rd} .

L'interazione risulta verificata quando il punto definito dalle sollecitazioni agenti M_{Ed} e V_{Ed} risulta essere posizionato al di sotto della curva.



Figura 17: Interazione flessione-taglio per sezioni di classe 1 o 2 soggette all'instabilità a taglio

- Interazione flessione-taglio per sezioni di classe 1 o 2 non soggette all'instabilità a taglio. In questo caso la resistenza a taglio V_{Rd} è la resistenza plastica $V_{pl,Rd}$.

Il diagramma di interazione mostrato nella seguente Figura 18 è molto simile a quello precedente. L'unica differenza significativa, oltre al valore diverso della resistenza a taglio, è la presenza del tratto costante di resistenza al taglio $V_{pl,Rd}$ per momenti agenti M_{Ed} minori di $M_{f,Rd}$. Ciò è dovuto al fatto che in questo caso non viene considerato l'incremento di resistenza al taglio dato dalle flange.



Figura 18: Interazione flessione-taglio per sezioni di classe 1 o 2 non soggette all'instabilità a taglio

2.1.6.2 Interazione per sezioni di classe 3 o 4

L'interazione flessione-taglio viene considerata, come definito in Eurocodice 3-1-5 nella clausola 7.1 (1), quando sono soddisfatte le seguenti condizioni:

$$\bar{\eta}_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \ge \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}$$
$$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} > 0.5$$

In caso di condizioni affermative, l'interazione viene verificata tramite la successiva relazione:

$$\bar{\eta}_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) \cdot (2 \cdot \bar{\eta}_3 - 1)^2 \le 1$$

Teoricamente, la verifica è simile a quella descritta nel capitolo precedente. In questo caso viene solamente fornita un'equazione per valutare direttamente l'interazione.

Infatti, il diagramma di interazione, mostrato sotto in Figura 19, è analogo a quelli del capitolo 2.1.6.1.



Figura 19: Interazione flessione-taglio per sezioni di classe 3 o 4

Da quest'ultima Figura si può constatare che le condizioni espresse inizialmente non sono nient'altro che la condizione di trovarsi nello spicchio di diagramma dove è presente l'interazione parabolica delle resistenze. L'unica differenza con il diagramma precedente, riferito alle sezioni di classe 1 o 2 soggette all'instabilità a taglio, è il valore di momento massimo resistente della sezione, che in questo caso è limitato al momento resistente elastico $M_{el.Rd}$.

2.1.7 Verifica connettori a taglio

I connettori a taglio hanno un ruolo fondamentale nella progettazione delle sezioni composte. Questo aspetto è molto importante, perché solamente con una connessione idonea a taglio è possibile ottenere l'interazione tra la trave metallica e la soletta in calcestruzzo.

I connettori a taglio, insieme all'armatura trasversale, hanno lo scopo di trasmettere la forza di taglio longitudinale tra il calcestruzzo e la trave metallica, come definito in Eurocodice 4-2 nella clausola 6.6.1.1 (2). I connettori devono avere una sufficiente duttilità, ovvero devono possedere una sufficiente capacità di deformazione in modo da sopportare qualsiasi ridistribuzione non elastica del taglio longitudinale, come definito in Eurocodice 4-2 nella clausola 6.6.1.1 (4).

Un connettore a taglio viene considerato duttile quando la sua capacità di scorrimento caratteristica è di almeno 6 mm, come definito in Eurocodice 4-2 nella clausola 6.6.1.1 (5).

L'uso combinato di differenti dispositivi di connessione a taglio è consentito ma è sconsigliato, perché in tal caso sarebbe necessario tenere in considerazione le differenti proprietà a scorrimento di essi, come definito in Eurocodice 4-2 nella clausola 6.6.1.1 (6).

Questo principio è molto impostante soprattutto nei ponti, dove il carico di fatica nel singolo connettore può essere sottostimato.

I connettori a taglio devono prevenire la separazione tra la soletta in calcestruzzo e la trave metallica, come definito in Eurocodice 4-2 nella clausola 6.6.1.1 (7). Per separazione si intende il distacco tra i due elementi, tale per cui essi avranno due curvature differenti.

Tramite diversi test si è constatato come la presenza della testa sia fondamentale per evitare la separazione, soprattutto nel caso di ridistribuzione non elastica del taglio longitudinale. Questo aspetto è dovuto alle variazioni locali di rigidezza flessionale di ogni elemento e alla tendenza della soletta di calcestruzzo di sollevarsi in corrispondenza dei cordoli di saldatura.

Per prevenire la separazione i connettori devono essere dimensionati per resistere ad una forza di trazione nominale, perpendicolare al piano della flangia, di almeno 0,1 volte la loro resistenza ultima a taglio.

Inoltre, altri test hanno mostrato come le forze taglianti nei connettori siano concentrate. Infatti, è stato mostrato che circa il 70% del taglio su un piolo viene assorbito dal suo cordone di saldatura, e che la tensione triassiale locale nel calcestruzzo risulta diverse volte maggiore della sua resistenza cubica.

Oltre ai pioli sono presenti altri dispositivi di connessione a taglio. Tuttavia, essendo questi ultimi utilizzati raramente, non sono trattati in Eurocodice 4-2. Nel caso in cui si volessero utilizzare altri dispositivi di connessione a taglio, il loro dimensionamento deve essere basati su opportuni test e supportati da un modello concettuale idoneo, come definito in Eurocodice 4-2 nella clausola 6.6.1.1 (12).

Dopo questa introduzione generale sui principi della connessione a taglio, si passa alle diverse verifiche che la connessione a taglio deve soddisfare.

Eurocodice 4-2 fornisce le seguenti verifiche:

- Verifica allo stato limite ultimo;
- Verifica allo stato limite di esercizio;
- Verifica a fatica;
- Verifiche geometriche della connessione.

Ciascuna di queste verifiche verrà illustrata nel dettaglio nei sottocapitoli seguenti.

2.1.7.1 Verifica allo stato limite ultimo

La verifica allo stato limite ultimo risulta soddisfatta quando l'azione di taglio longitudinale per unità di lunghezza $v_{L,Ed}$ risulta minore della resistenza a taglio longitudinale per unità di lunghezza $v_{L,Rd}$, come mostrato nella seguente relazione:

$$v_{L,Ed} \le v_{L,Rd}$$

Tuttavia, nel caso in cui la spaziatura e la dimensione dei connettori a taglio risulti costante, è possibile verificare la connessione allo stato limite ultimo soddisfacendo le seguenti relazioni, come definito in Eurocodice 4-2 nella clausola 6.6.1.2 (1):

$$v_{L,Ed} \le 1, 1 \cdot v_{L,Rd}$$
$$\int_{x_i}^{x_j} v_{L,Ed} \, dx \le N \cdot P_{Rd,SLU}$$

Dove:

- $x_i e x_j$ sono le coordinate dell'ascissa longitudinale del tratto con connessione a taglio costante;
- *N* è il numero totale di connettori a taglio nell'intervallo considerato;
- $P_{Rd,SLU}$ è la resistenza a stato limite ultimo del singolo connettore. Essa viene ricavata successivamente.

Tramite le precedenti relazioni, è possibile constatare come sia ammessa la possibilità di superare la resistenza da parte dell'azione. Tuttavia, questo è consentito se la forza totale longitudinale agente sia comunque minore di quella resistente. Ciò consiste nel mediare il flusso di taglio longitudinale agente lungo la lunghezza presa in esame. Questo ha poca rilevanza quando l'azione di taglio longitudinale viene valutata tramite l'analisi non elastica, poiché il taglio agente risulta già mediato sulla lunghezza in esame.

Vengono ora descritti i due procedimenti per valutare la resistenza e l'azione di taglio longitudinale per i connettori a piolo.

La resistenza a taglio longitudinale per unità di lunghezza $v_{L,Rd}$ si ricava tramite la seguente relazione:

$$v_{L,Rd} = \frac{P_{Rd,SLU} \cdot N}{s_c}$$

Dove:

- $P_{Rd,SLU}$ è la resistenza a taglio del singolo piolo munito di testa allo stato limite ultimo. Successivamente viene mostrato il procedimento per ricavarla.
- N è il numero di connettori nella direzione trasversale;
- *s_c* è la spaziatura longitudinale dei pioli.

Inizialmente la resistenza a taglio del singolo piolo veniva fornita in forma tabellare e senza la definizione di un modello teorico. Successivamente, mediante test di laboratorio su travi a sezione composta, si è constatato che pioli e calcestruzzo interagissero tra loro. Inoltre, è stata definita la seguente relazione, basata sui risultati delle prove e forniva un andamento che meglio approssimava i risultati delle prove:

$$P_{Rd} = k \cdot \left(\frac{\pi \cdot d^2}{4}\right) \cdot f_u \cdot \left(\frac{E_{cm}}{E_a}\right)^{0,4} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{f_u}\right)^{0,35}$$

Dove d è il diametro del piolo. Tuttavia, essendo che tale relazione non è basata su alcun modello ma solamente sui risultati di prove, è stato preferito utilizzare le seguenti relazioni, che si basavano su un modello ben definito.

Il modello consisteva in un piolo di diametro d e avente resistenza ultima a trazione f_u , immerso nel calcestruzzo e ipotizzando che il collasso avvenga solamente sul calcestruzzo o sul piolo.

La resistenza a taglio del singolo piolo munito di testa allo stato limite ultimo $P_{Rd,SLU}$ è il valore minimo tra le due seguenti resistenze, come definito in Eurocodice 4-2 nella clausola 6.6.3.1 (1):

resistenza a taglio del gambo.

$$P_{Rd} = \frac{0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2}{4 \cdot \gamma_V}$$

Dove: γ_V è il coefficiente parziale della resistenza a taglio longitudinale pari a 1,25; d è il diametro del piolo che avere un valore compreso tra 16 e 25 mm e f_u è la resistenza ultima a trazione e non può superare 500 MPa.

- resistenza a schiacciamento del calcestruzzo.

$$P_{Rd} = \frac{0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_V}$$

Dove il coefficiente α si ricava in funzione della geometria del piolo come definito nella seguente Tabella 14.

Condizione	Relazione
$3 \le \frac{h_{sc}}{d} \le 4$	$\alpha = 0.2 \cdot \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1\right)$
$\frac{h_{sc}}{d} > 4$	lpha=1

Tabella 14: Valutazione coefficiente α

Invece, l'azione di taglio longitudinale per unità di lunghezza $v_{L,Ed}$ può essere ricavata tramite due metodi differenti, plastico o elastico. La scelta del metodo viene fatta in funzione della teoria utilizzata nella verifica a flessione. Tuttavia, in entrambi i casi, la progettazione della connessione a taglio deve iniziare con l'utilizzo del metodo elastico e facendo riferimento alla sezione trasversale non fessurata, come definito in Eurocodice 4-2 nella clausola 6.6.2.2 (4).

Vengono ora illustrati i due differenti metodi:

- Metodo elastico.

Questo metodo può essere utilizzato in qualsiasi sezione ed è utilizzato come riferimento nell'inizio della progettazione.

L'azione di taglio longitudinale per unità di lunghezza $v_{L,Ed}$ si ricava tramite la seguente relazione:

$$v_{L,Ed} = \frac{S_c \cdot V_{Ed}}{I}$$

Dove: S_c è il momento statico della soletta in calcestruzzo valutato rispetto al baricentro della sezione composta; V_{Ed} è il taglio agente esclusivamente sulla sezione composta, quindi viene trascurato il taglio agente sulla trave metallica; I è il momento di inerzia della sezione trasversale non fessurata. Il flusso di taglio longitudinale calcolato con questo metodo è fortemente influenzato dall'assunzione che la soletta in calcestruzzo sia fessurata o non fessurata. Nella realtà, nel caso in cui la soletta fosse fessurata, sarebbe comunque più rigida del previsto, grazie all'effetto del tension stiffening. Per questa ragione, nell'analisi si considera la soletta in calcestruzzo non fessurata, anche nelle zone dove nell'analisi globale è stata fessurata. È possibile considerare la soletta fessurata solamente nel caso in cui all'interno dell'analisi globale sia considerato il contributo del tension stiffening e della sovraresistenza del calcestruzzo, come definito in Eurocodice 4-2 nella clausola 6.6.2.1 (2).

Infine, nelle zone in cui sono presenti forze taglianti longitudinali concentrate, è necessario considerare lo spostamento longitudinale locale, come definito in Eurocodice 4-2 nella clausola 6.6.2.1 (3).

- Metodo plastico.

Questo metodo può essere utilizzato solamente nelle sezioni trasversali in campata di classe 1 o 2 e nelle quali il momento flettente agente massimo $M_{Ed,max}$ sia superiore del momento resistente elastico $M_{el,Rd}$, come definito in Eurocodice 4-2 nella clausola 6.6.2.2 (1).

Se in queste sezioni ricavassimo il flusso di taglio utilizzando il metodo elastico otterremmo un valore minore del valore reale, perciò è necessario considerare la relazione non lineare tra taglio verticale agente e taglio longitudinale agente.

In questo caso, l'azione di taglio longitudinale per unità di lunghezza $v_{L,Ed}$ lungo il tratto di lunghezza L_{A-B} si ricava come differenza di sforzi normali all'interno nella soletta in calcestruzzo, come definito in Eurocodice 4-2 nella clausola 6.6.2.2 (2). Ciò viene mostrato nella seguente Figura 20:



Figura 20: Configurazione plastica del taglio longitudinale

Questa azione così può essere calcolata tramite la seguente relazione:

$$v_{L,Ed} = \frac{N_{c,d} - N_{c,el}}{L_{A-B}}$$

Dove: $N_{c,d}$ è lo sforzo normale all'interno della soletta in calcestruzzo per un momento pari a quello agente $M_{Ed,max}$; $N_{c,el}$ è lo sforzo normale all'interno della soletta in calcestruzzo riferito a un momento pari a quello resistente elastico $M_{el,Rd}$; L_{A-B} è la distanza tra il punto di momento massimo e quello avente momento pari a quello resistente elastico $M_{el,Rd}$.

I due sforzi normali esplicitati in precedenza possono essere valutati in funzione del momento, utilizzando la legge bilineare mostrata nella seguente Figura 21, riferita a strutture non puntellate.



Figura 21: Andamento momento flettente in funzione dello sforzo normale agente nella soletta

per cui la relazione può essere riscritta come:

$$v_{L,Ed} = \frac{(N_{c,f} - N_{c,el}) \cdot (M_{Ed,max} - M_{el,Rd})}{L_{A-B} \cdot (M_{pl,Rd} - M_{el,Rd})}$$

Le due azioni taglianti longitudinali calcolate in precedenza prendono in considerazione solamente l'effetto secondario di ritiro e delle variazioni termiche, ma non considerano l'effetto primario. Per questa ragione, è necessario verificare che i connettori a taglio abbiano un'adeguata resistenza rispetto a queste azioni nei due estremi liberi dell'impalcato.

Per il ritiro primario isostatico, il taglio longitudinale agente non è nient'altro che la forza di trazione agente nella soletta in calcestruzzo, come mostrato in Figura 22.



Figura 22: Configurazione azione di ritiro nei connettori a taglio

Una valutazione analoga verrà fatta anche per la variazione termica isostatica.

Il taglio longitudinale agente $V_{L,Ed}$ viene distribuito lungo una lunghezza L_v , detta lunghezza di ancoraggio. Questa lunghezza viene assunta pari alla larghezza della soletta collaborante in campata b_{eff} .

La distribuzione del taglio longitudinale per unità di lunghezza $v_{L,Ed}$ dovrebbe avere un andamento di tipo triangolare, con valore massimo sull'estremo dell'impalcato, come mostrato in Figura 23.



Figura 23: Andamento azione di ritiro lungo l'impalcato

Tuttavia, nel caso in cui vengano usati i pioli nella connessione a taglio, è possibile assumere una distribuzione costante del taglio longitudinale per unità di lunghezza $v_{L,Ed}$, lungo la lunghezza di ancoraggio L_v , come definito in Eurocodice 4-2 nella clausola 6.6.2.4 (3).

Per questo motivo, l'azione di taglio longitudinale per unità di lunghezza $v_{L,Ed}$ viene valutata tramite la relazione:

$$v_{L,Ed} = \frac{V_{L,Ed}}{L_v}$$

2.1.7.2 Verifica allo stato limite di esercizio

Come per la verifica precedente, la verifica allo stato limite di esercizio risulta soddisfatta quando l'azione di taglio longitudinale per unità di lunghezza $v_{L,Ed}$ risulta minore della resistenza a taglio longitudinale per unità di lunghezza $v_{L,Rd}$, come mostrato nella seguente relazione:

$$v_{L,Ed} \leq v_{L,Rd}$$

Tuttavia, l'azione e la resistenza sono leggermente differenti rispetto alla verifica precedente allo stato limite ultimo.

La resistenza a taglio longitudinale per unità di lunghezza $v_{L,Rd}$ si ricava tramite la seguente relazione:

$$v_{L,Rd} = \frac{P_{Rd,SLE} \cdot N}{s_c}$$

Dove ciascuna grandezza è la medesima del caso precedente, tranne $P_{Rd,SLE}$ che è la resistenza a taglio del singolo piolo, munito di testa allo stato limite di esercizio. Essa viene ricavata tramite la seguente relazione, come definito in Eurocodice 4-2 nella clausola 6.8.1 (3):

$$P_{Rd,SLE} = k_s \cdot P_{Rd,SLU}$$

In essa viene utilizzato un coefficiente riduttivo k_s pari a 0,75.

Mentre, l'azione di taglio longitudinale per unità di lunghezza $v_{L,Ed}$ può essere ricavata utilizzando solamente il metodo elastico con la relazione:

$$v_{L,Ed} = \frac{S_c \cdot V_{Ed}}{I}$$

Dove V_{Ed} è il taglio ottenuto con la combinazione di carico caratteristica, agente esclusivamente sulla sezione composta. Quindi viene trascurato il taglio agente sulla trave metallica.

Anche in questo caso vengono considerate le grandezze geometriche riferite alla sezione trasversale non fessurata.

2.1.7.3 Verifica a fatica

Le strutture sottoposte ad azioni statiche o dinamiche fortemente variabili nel tempo, possono manifestare rotture per fatica. I ponti fanno parte di questa categoria, essendo strutture soggette al passaggio di veicoli, con peso e frequenza differenti. Per questa ragione le varie parti dell'impalcato saranno soggette a complesse sollecitazioni cicliche.

Nella progettazione strutturale è quindi necessario verificare sia il collasso dovuto al massimo carico che può agire sul ponte, sia il collasso per fatica dovuto a cicli di carico del traffico frequente.

La variazione di tensione massima che può sopportare un elemento soggetto ad una azione ciclica costante, può essere valutata grazie alle curve S-N, come mostrato in Figura 24.



Figura 24: Andamento tensione tangenziale in funzione del numero di cicli

Tuttavia, queste curve possono essere utilizzate solamente quando l'azione ciclica ha ampiezza costante. La verifica a fatica può essere effettuata in due differenti modi:

- verifica per vita illimitata: la variazione di tensione deve essere minore del valore costante che si ricava dalla curva S-N per un grande numero di cicli.
- verifica a danneggiamento: la verifica è soddisfatta quando il valore di danneggiamento è minore di
 1. Il danneggiamento di un elemento soggetto ad un carico ciclico costante D_i si ricava tramite la relazione:
- -

$$D_i = \frac{n_i}{N_i}$$

Dove n_i è il numero di cicli effettuati e N_i è il numero di cicli che portano a rottura il seguente carico ciclico costante. È possibile estendere la relazione precedente anche ad un certo numero di blocchi di cicli di carico ad ampiezza costante ρ , tramite la relazione:

$$D = \sum_{i=1}^{p} \frac{n_i}{N_i}$$

Nell'analisi strutturale non è possibile considerare i carichi reali dei veicoli e perciò si ricorre a modelli di carico calibrati in modo da rappresentare l'effetto del traffico reale. Questi modelli sono scelti in funzione della verifica da eseguire, come mostrato in seguito:

- FLM1 e FLM2 per le verifiche a vita illimitata;
- FLM3 e FLM4 per le verifiche a danneggiamento.

La verifica a danneggiamento può essere effettuata in maniera semplificata utilizzando il FLM3. In questo modo è possibile ricondurre la verifica a fatica ad una verifica convenzionale di resistenza, tramite la relazione:

$$\gamma_{F,f} \cdot \Delta \tau_{E,2} \le \frac{\Delta \tau_c}{\gamma_{Mf,s}}$$

Dove:

- $\gamma_{F,f}$ è il coefficiente parziale per il carico di fatica: viene assunto pari a 1, come definito in Eurocodice 3-2 nella clausola 9.3 (1).
- $\Delta \tau_{E,2}$ è l'ampiezza dell'intervallo delle azioni taglianti per 2 milioni di cicli: si ottiene tramite la relazione:

$$\Delta \tau_{E,2} = \lambda_v \cdot \Delta \tau$$

In cui λ_{v} è il fattore equivalente di danno. Questo valore viene utilizzato per convertire l'intervallo di tensione tangenziale dal modello a fatica a quello equivalente. Tale fattore si ricava tramite la relazione:

$$\lambda_{v} = \lambda_{v,1} \cdot \lambda_{v,2} \cdot \lambda_{v,3} \cdot \lambda_{v,4}$$

 $\lambda_{v,1}$ è un coefficiente che dipende dal numero di cicli secondari presenti nell'oscillogramma di tensione. Viene assunto pari a 1,55 per ponti di luce massima non superiore a 100 metri, come definito in Eurocodice 4-2 nella clausola 6.8.6.2 (4).

 $\lambda_{\nu,2}$ è un coefficiente che consente di passare dal traffico del modello a quello effettivo sul ponte. Viene ricavato dalla seguente relazione, come definito in Eurocodice 3-2 nella clausola 9.5.2 (3):

$$\lambda_{\nu,2} = \frac{Q_{m1}}{Q_0} \cdot \left(\frac{N_{obs}}{N_0}\right)^{\frac{1}{m}}$$

Dove Q_0 è il peso del traffico di riferimento pari a 480 kN; N_0 è il flusso del traffico di riferimenti pari a 500000; Q_{m1} è il peso medio equivalente del traffico lento; N_{obs} è il numero di autocarri sulla corsia lenta attesi in un anno; *m* è la pendenza della curva S-N riferita al piolo, pari a 8.

 $\lambda_{\nu,3}$ è un coefficiente che tiene conto della vita di progetto dell'opera. Si ricava tramite la seguente relazione, come definito in Eurocodice 3-2 nella clausola 9.5.2 (5):

$$\lambda_{\nu,3} = \left(\frac{T}{T_R}\right)^{\frac{1}{m}}$$

Dove *T* è la vita di progetto dell'opera in esame e T_R è la vita a fatica di riferimento, pari a 100 anni. $\lambda_{v,4}$ è un coefficiente che tiene in considerazione l'azione simultanea di più veicoli. Viene definito tramite la relazione, come definito in Eurocodice 3-2 nella clausola 9.5.2 (6):

$$\lambda_{\nu,4} = \left\{ \sum_{i} \left[\frac{N_i}{N_1} \cdot \left(\frac{\eta_i \cdot Q_{mi}}{\eta_1 \cdot Q_{m1}} \right)^m \right] \right\}^{\frac{1}{m}}$$

Dove N_1 è il flusso di veicoli sulla corsia principale; N_i è il flusso sulla corsia i-esima; Q_{mi} è il peso medio lordo degli autocarri sulla i-esima corsia; η_i è il valore dell'ordinata della superficie di influenza per la forza interna, che produce il campo di tensione relativamente al veicolo che viaggia sulla iesima corsia.

In Eurocodice 3-2 sono presenti delle limitazioni al valore massimo che può assumere il coefficiente λ_{v} . Tuttavia in questo caso non vengono utilizzate.

Mentre, $\Delta \tau$ è l'intervallo di tensione tangenziale ottenuto nel modello a fatica.

- $\Delta \tau_c$ è il valore di riferimento della resistenza a fatica a 2 milioni di cicli. Viene assunto pari a 90 N/mm², come definito in Eurocodice 4-2 nella clausola 6.8.3 (3).
- $\gamma_{Mf,s}$ è il coefficiente parziali di sicurezza per la resistenza a fatica. Si assume pari a 1, come definito in Eurocodice 4-2 nella clausola 2.4.1.2 (6).

2.1.7.4 Verifica geometriche della connessione

In Eurocodice 4-2 sono fornite diverse regole per i dettagli costruttivi della connessione a taglio. Queste regole molto spesso derivano dall'esperienza precedente, per cui raramente è possibile dimostrare la loro validità generale. Esse sono generalmente espresse sottoforma di valori limite, anche se la maggior parte dei comportamenti è influenzata dai rapporti tra le dimensioni e non dal singolo valore. Il singolo piolo munito di testa deve soddisfare i seguenti dettagli costruttivi:

- rapporto minimo h/d pari a 3, come definito in Eurocodice 4-2 nella clausola 6.6.5.7 (1);
- diametro minimo testa piolo pari a 1,5 · d, come definito in Eurocodice 4-2 nella clausola 6.6.5.7 (2);
- altezza minima testa piolo pari a 0,4 · d, come definito in Eurocodice 4-2 nella clausola 6.6.5.7 (2);
- spessore minimo flangia nella quale sono posizionati i pioli pari a d / 1,5, come definito in Eurocodice
 4-2 nella clausola 6.6.5.7 (3);
- diametro minimo collare di saldatura pari a 1,25 · d, come definito in EN ISO 13918;
- altezza minima collare di saldatura pari a 0,15 · d, come definito in EN ISO 13918.

I pioli devono anche soddisfare determinati requisiti sul loro posizionamento:

- spaziatura longitudinale minima pari a 5 · d, come definito in Eurocodice 4-2 nella clausola 6.6.5.7 (4);
- spaziatura trasversale minima pari a 2,5 · d, come definito in Eurocodice 4-2 nella clausola 6.6.5.7 (4);
- spaziatura longitudinale massima pari al valore minimo tra 800 mm e $4 \cdot h_c$, come definito in Eurocodice 4-2 nella clausola 6.6.5.5 (3);
- distanza e_d, definita nella seguente Figura 25, minima pari a 25 mm, come definito in Eurocodice 4 2 nella clausola 6.6.5.6 (2);
- lunghezza gambo piolo minima all'interno della soletta pari a 30 mm, come definito in Eurocodice 4-2 nella clausola 6.6.5.1 (1).

Infine, sono presenti due regole sulla disposizione della connessione a taglio che, se soddisfatte, permettono alla flangia superiore di essere classificata come di classe 1:

- spaziatura longitudinale massima pari a $22 \cdot t_f \cdot \varepsilon$, con t_f spessore della flangia superiore, come definito in Eurocodice 4-2 nella clausola 6.6.5.5 (2);
- distanza e_d massima pari a $9 \cdot t_f \cdot \varepsilon$, come definito in Eurocodice 4-2 nella clausola 6.6.5.5 (2).



Figura 25: Descrizione dettagli costruttivi connessione a taglio

2.1.8 Verifica a limitazione delle tensioni

Le sollecitazioni nei ponti vengono limitate dalla verifica a limitazione delle tensioni, in quanto garantisce che, in normali condizioni d'uso, le assunzioni fatte nella modellazione rimangano valide e vengono evitati deterioramenti nel tempo.

Questa verifica molto spesso non influenza il dimensionamento della sezione composta.

La verifica a limitazione delle tensioni viene effettuata per ciascuno degli elementi dell'impalcato, quali:

- trave metallica;
- armatura della soletta;
- soletta in calcestruzzo.

In seguito verranno mostrate nel dettaglio le verifiche di ogni elemento.

2.1.8.1 Trave metallica

La verifica a limitazione delle tensioni della trave metallica viene effettuata utilizzando la combinazione di carico caratteristica. La verifica viene eseguita tramite le seguenti relazioni, come definito in Eurocodice 3-2 al capitolo 7.3:

$$\sigma_{Ed,ser} \leq \frac{f_{y}}{\gamma_{M,ser}}$$
$$\tau_{Ed,ser} \leq \frac{f_{y}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,ser}}$$
$$\sqrt{\sigma_{Ed,ser}^{2} + 3 \cdot \tau_{Ed,ser}^{2}} \leq \frac{f_{y}}{\gamma_{M,ser}}$$

Dove:

- $\sigma_{Ed,ser}$ è la tensione normale ottenuta con la combinazione di carico caratteristica;
- $\tau_{Ed,ser}$ è la tensione tangenziale ottenuta con la combinazione di carico caratteristica;
- $\gamma_{M,ser}$ è il coefficiente di sicurezza dell'acciaio. Viene assunto pari a 1, come definito in Eurocodice 3-2 nella clausola 7.3 (1).

La verifica delle tensioni normali viene normalmente effettuata negli estremi della trave metallica.

La verifica combinata utilizza il criterio di Von Mises, nel quale la tensione normale è riferita alla flangia mentre quella tangenziale è riferita all'anima.

2.1.8.2 Armatura della soletta

La verifica a limitazione delle tensioni dell'armatura della soletta viene effettuata, anche in questo caso, utilizzando la combinazione di carico caratteristica. La verifica viene eseguita tramite la seguente relazione, come definito in Eurocodice 2-1-1 nella clausola 7.2 (5):

$$\sigma_s \leq 0, 8 \cdot f_{sk}$$

Dove:

- σ_s è la tensione normale dell'armatura superiore della soletta, ottenuta con la combinazione di carico caratteristica.

2.1.8.3 Soletta in calcestruzzo

La verifica a limitazione delle tensioni nella soletta in calcestruzzo viene effettuata utilizzando due differenti combinazioni di carico: la combinazione caratteristica e la combinazione quasi permanente.

La verifica viene eseguita tramite le seguenti relazioni, in funzione della combinazione di carico, come definito in Eurocodice 2-1-1 nel capitolo 7.2:

 combinazione di carico caratteristica: questo criterio di verifica dovrebbe essere valido solo nel caso in cui la soletta di calcestruzzo viene classificata con una classe ambientale XD, XF o XS. La soletta nelle travi composte di solito viene classificata come di classe XC. Tuttavia, questo criterio viene utilizzato anche in questo caso, tramite la relazione.

$$\sigma_c \leq 0.6 \cdot f_{ck}$$

Dove σ_c è la tensione nell'estremo superiore del calcestruzzo.

- combinazione di carico quasi permanente: in questo caso la verifica viene effettuata tramite la relazione.

$$\sigma_c \leq 0,45 \cdot f_{ck}$$

2.1.9 Verifica a fessurazione

La fessurazione è sempre stato un problema complesso da trattare.

Infatti, nei primi anni 80', si era constatato che nelle travi composte, soggette a momento flettente negativo, il metodo inglese, da tempo affermato, era inaffidabile.

Le regole fornite ora in Eurocodice 4-2 si basano su una teoria ampia e abbastanza complessa, supportata dai risultati di molte prove. Esse si suddividono in due differenti procedure per il controllo della fessurazione:

- valutazione dell'armatura minima;
- verifica a fessurazione dovuta a carico diretto.

Eurocodice 4-2 permette anche di effettuare la verifica a fessurazione tramite la valutazione della larghezza della fessura w_k mostrata in seguito, come definito in Eurocodice 2-1-1 nella clausola 7.3.4 (1):

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

Tuttavia, Eurocodice 4-2 ne sconsiglia l'uso, poiché questa relazione è riferita alle sezioni in calcestruzzo armato e non considera le differenze di comportamento tra travi composte e travi in calcestruzzo armato. Infatti, gli elementi di acciaio non sono soggetti a ritiro e viscosità e hanno una rigidezza flessionale maggiore dell'armatura all'interno della soletta.

Per queste ragioni è consigliato utilizzare le due procedure elencate in precedenza, che hanno la prerogativa di essere dei procedimenti semplici e a vantaggio di sicurezza.

Esse verranno descritte dettagliatamente in seguito.

2.1.9.1 Valutazione dell'armatura minima

Nella valutazione dell'armatura minima si assume che la curvatura della trave di acciaio non cambi appena dopo la fessurazione della soletta in calcestruzzo, così tutta la forza di trazione del calcestruzzo si trasferisce nell'armatura della soletta appena prima della fessurazione. Questo fenomeno si basa sulla seguente relazione:

$$A_s \cdot \sigma_s = A_{ct} \cdot f_{ct,eff}$$

Tuttavia, questa relazione è riferita al caso in cui la soletta sia soggetta a trazione uniforme. Per questo motivo è necessario introdurre tre fattori correttivi, che porteranno alla seguente relazione dell'armatura minima:

$$A_s = k_s \cdot k_c \cdot k \cdot \frac{A_{ct} \cdot f_{ct,eff}}{\sigma_s}$$

Dove:

- A_{ct} è l'area della soletta di calcestruzzo tesa;
- *f_{ct,eff}* è il valore effettivo della resistenza a trazione del calcestruzzo: viene consigliato un valore minimo pari a 3 N/mm². Per cui per classi di calcestruzzo minori di C30/37 viene utilizzato questo valore, mentre per classi superiori si può utilizzare il valore corretto.
- σ_s è la massima tensione nell'armatura dopo la fessurazione. Si ricava dalla seguente Tabella 15, definita in Eurocodice 4-2 nel capitolo 7.4.2, in funzione del diametro delle barre ϕ e della massima ampiezza della fessura permessa w_k . Quest'ultima si ricava in funzione della classe ambientale della soletta, come mostrato nella Tabella 16, definita in Eurocodice 2-1-1 nel capitolo 7.3.1.
- k_s è un coefficiente che prende in considerazione la riduzione della forza di trazione all'interno della soletta a causa della fessurazione iniziale e del locale slittamento dei connettori a taglio. Viene assunto pari a 0,9.
- *k* è un coefficiente che prende in considerazione la non uniformità della tensione di trazione all'interno della soletta. Si assume pari a 0,8.

Steel stress	Maximum bar diameter ϕ^* (mm) for design crack width		
$\sigma_{\rm s}$	w _k		
(N/mm^2)	$w_k=0.4$ mm	$w_k=0.3$ mm	$w_k=0.2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

Tabella 15: Valutazione diametro massimo barre

Tabella 16: Valutazione ampiezza della fessura permessa w_k

Exposure Class	Reinforced members and prestressed members with unbonded tendons	Prestressed members with bonded tendons Frequent load combination	
	Quasi-permanent load combination		
X0, XC1 0,4 ¹		0,2	
XC2, XC3, XC4		0,2 ²	
XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3	0,3	Decompression	

- k_c è un coefficiente che prende in considerazione la distribuzione tensionale all'interno della sezione immediatamente prima della fessurazione. Si ricava tramite la relazione:

$$k_c = \frac{1}{1 + \frac{h_c}{2 \cdot z_0}} + 0.3 \le 1$$

Dove h_c è lo spessore della soletta di calcestruzzo, senza considerare la predalles e z_0 è la distanza tra il baricentro della soletta in calcestruzzo e quello della sezione composta non fessurata.

Infine, è presente un ulteriore prescrizione sul posizionamento dell'armatura all'interno della soletta. Infatti, come definito in Eurocodice 4-2 nella clausola 7.4.2 (3), è necessario posizionare sulla parte superiore una quantità di armatura almeno pari alla metà dell'armatura minima.

2.1.9.2 Verifica a fessurazione dovuta a carico diretto

La verifica a fessurazione dovuta a carico diretto viene valutata tramite valori limite della spaziatura massima tra le barre e del diametro massimo delle barre. Questi valori vengono ricavati in funzione della tensione agente sulla barra di armatura σ_s e dell'ampiezza della fessura permessa w_k , come definito in Eurocodice 4-2 nella clausola 7.4.3 (1).

Le sollecitazioni sono determinate, anche in questo caso, tramite un'analisi elastica prendendo in considerazione gli effetti della fessurazione, come definito in Eurocodice 4-2 nella clausola 7.4.3 (2). Inoltre, è necessario prendere in considerazione l'effetto del tension stiffening.

Per cui, è possibile ricavare la tensione nell'armatura tramite la seguente relazione semplificata, come definito in Eurocodice 4-2 nella clausola 7.4.3 (3):

$$\sigma_s = \sigma_{s,0} + \Delta \sigma_s$$

Dove:

- $\sigma_{s,0}$ è la tensione nell'armatura superiore agente sulla sezione composta fessurata.
- $\Delta \sigma_s$ è l'incremento di tensione dovuta al tension stiffening. Esso si ricava dalla relazione:

$$\Delta \sigma_s = \frac{0.4 \cdot f_{ctm}}{\alpha_{st} \cdot \rho_s}$$

In cui α_{st} è un coefficiente che tiene in conto della differenza di proprietà geometriche tra la sezione della sola trave metallica e quella composta, tramite la seguente relazione:

$$\alpha_{st} = \frac{A \cdot I}{A_a \cdot I_a}$$

Dove $A \in I$ sono area e momento di inerzia della sezione composta fessurata; $A_a \in I_a$ sono area e momento di inerzia della sola trave metallica.

Mentre, ρ_s è la percentuale di armatura all'interno della soletta, fornita dalla relazione:

$$\rho_s = \frac{A_s}{A_{ct}}$$

In cui A_s è l'area dell'armatura nella soletta e A_{ct} è l'area della soletta tesa.

Dopo aver ricavato la tensione dell'armatura σ_s è possibile ricavare la spaziatura massima e il diametro massimo delle barre.

Quest'ultimo si ricava entrando nella precedente Tabella 15 con la tensione dell'armatura σ_s e con l'ampiezza della fessura permessa w_k .

La spaziatura massima si ricava, invece, entrando nella seguente Tabella 17, definita in Eurocodice 4-2 nel capitolo 7.4.3, con la tensione dell'armatura σ_s e con l'ampiezza della fessura permessa w_k .

Steel stress	Maximum bar spacing (mm) for design crack		
$O_{\rm s}$ (N/mm ²)	width w_k $w = 0.4$ mm $w_k = 0.3$ mm $w_k = 0.2$ mm		
160	300	300	200
200	300	250	150
200	300	230	100
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Tabella 17: Valutazione massima spaziatura barre

Nel caso in cui la verifica non sia soddisfatta è necessario cambiare la configurazione geometrica dell'armatura.

2.1.10 Verifica degli irrigidimenti trasversali

Gli irrigidimenti trasversali sono elementi di acciaio, posizionati all'interno della trave metallica attraverso una saldatura all'anima. Essi possono avere forma differente e hanno lo scopo di incrementare la resistenza a taglio della sezione. Per questo motivo, nelle zone soggette ad una elevata sollecitazione di taglio, gli irrigidimenti saranno posizionati in maniera più fitta.

Il dimensionamento di questi elementi avviene attraverso il soddisfacimento delle seguenti verifiche:

- verifica a stabilità torsionale;
- verifica condizione di rigidità;
- verifica a presso-flessione.

Inoltre, nelle zone di estremità dell'impalcato è necessario introdurre dei montanti d'appoggio rigidi che dovranno essere dimensionati in maniera idonea.

Ciascuno di questi argomenti verrà descritto dettagliatamente nei seguenti sottocapitoli.

2.1.10.1 Verifica a stabilità torsionale

Gli irrigidimenti trasversali sono elementi soggetti ad una forza assiale e, essendo solitamente a sezione aperta, possono essere sensibili a fenomeni di instabilità torsionale.

In assenza di analisi più rigorose, la verifica viene effettuata tramite la relazione:

$$\sigma_{cr} \geq \theta \cdot f_y$$

Dove:

 σ_{cr} è la tensione critica dell'instabilità elastica;

- θ è un parametro che garantisce il comportamento dell'elemento come di classe 3.

In funzione della tipologia dell'irrigidimento trasversale, la relazione precedente può assumere due differenti forme:

- irrigidimenti a sezione aperta e bassa rigidezza ad ingobbamento: sono gli irrigidimenti formati da un singolo piatto o quelli a bulbo. In questo caso, il parametro θ viene assunto pari a 2 e la tensione critica σ_{cr} viene valutata tramite la relazione:

$$\sigma_{cr} = G \cdot \frac{I_t}{I_p} = \frac{E}{2 \cdot (1+\nu)} \cdot \frac{I_t}{I_p}$$

Dove I_t è la rigidezza torsionale alla St. Venant del singolo irrigidimento e I_p è il momento di inerzia polare del singolo irrigidimento, valutato nel punto in cui è fissato all'anima.

Per cui, sostituendo questi valori, si ottiene la seguente relazione, come definito in Eurocodice 3-1-5 nella clausola 9.2.1 (8):

$$\frac{I_t}{I_p} \ge 5.2 \cdot \frac{f_y}{E}$$

- irrigidimenti a sezione aperta e elevata rigidezza ad ingobbamento: sono gli irrigidimenti con sezione a T o L. Per questa tipologia di sezioni è molto difficile che sia verificata la relazione precedente. Ciò può avvenire solamente per sezioni molto tozze. Di conseguenza, viene ricavata una nuova relazione di verifica, nella quale viene assunto il parametro θ pari a 6 e la tensione critica σ_{cr} viene valutata considerando anche la rigidezza torsionale ad ingobbamento, tramite la relazione:

$$\sigma_{cr} = \frac{1}{I_p} \cdot \left(\frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_W}{l^2} + G \cdot I_t \right)$$

Dove I_w è il momento di inerzia dell'anima e l è la lunghezza dell'irrigidimento.

In entrambi i casi la verifica viene effettuata modificando la geometria dell'irrigidimento, fino a raggiungere il soddisfacimento della relazione.

2.1.10.2 Verifica condizione di rigidità

Gli irrigidimenti trasversali intermedi possono essere considerati come supporti rigidi o flessibili per i pannelli interni d'anima. Essi devono essere progettati con un'adeguata rigidezza e resistenza, come definito in Eurocodice 3-1-5 nella clausola 9.3.3 (1).

La condizione di rigidità influenza la valutazione del coefficiente k_{τ} nella verifica a taglio, come definito in Eurocodice 3-1-5 nella clausola 9.3.3 (2).

Un irrigidimento trasversale può essere definito rigido quando risulta soddisfatta la seguente relazione, che varia in funzione del rapporto della distanza tra gli irrigidimenti a e l'altezza dell'anima h_w , come definito in Eurocodice 3-1-5 nella clausola 9.3.3 (3):

$$I_{st} \ge 1,5 \cdot \frac{h_w^3 \cdot t_w^3}{a^2} \quad per \quad \frac{a}{h_w} < \sqrt{2}$$
$$I_{st} \ge 0,75 \cdot h_w \cdot t_w^3 \quad per \quad \frac{a}{h_w} \ge \sqrt{2}$$

Dove:

 I_{st} è il momento di inerzia dell'irrigidimento trasversale, nel quale vengono considerate anche due parti di anima della trave metallica, di lunghezza ciascuna pari a $15 \cdot \varepsilon \cdot t_w$.

Nella verifica a taglio è importante che gli irrigidimenti trasversali vengano considerati rigidi, in modo da incrementare il contributo a taglio dell'anima.

2.1.10.3 Verifica a presso-flessione

Gli irrigidimenti trasversali devono garantire un adeguato vincolo all'anima, sia in assenza, sia in presenza di irrigidimenti longitudinali.

Gli irrigidimenti trasversali possono essere considerati come elementi semplicemente appoggiati, soggetti a carichi laterali e ad un difetto di rettilineità di forma sinusoidale w_0 , come definito in Eurocodice 3-1-5 nella clausola 9.2.1 (2) e nella seguente Figura 26.



Figura 26: Configurazione irrigidimenti nella verifica a presso-flessione

Il difetto di rettilineità di forma sinusoidale w_0 si ricava dalla relazione:

$$w_0 = min\left(\frac{a_1}{300}; \frac{a_2}{300}; \frac{b}{300}\right)$$

Dove:

- a_1 e a_2 sono le lunghezze dei pannelli d'anima adiacenti all'irrigidimento;
- *b* è l'altezza dell'anima della trave metallica.

La verifica del singolo irrigidimento trasversale si basa sull'analisi elastica del secondo ordine. Essa viene effettuata tramite le seguenti relazioni, come definito in Eurocodice 3-1-5 nella clausola 9.2.1 (4):

$$\sigma_{max} \le \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$
$$w \le \frac{b}{300}$$

Dove:

- σ_{max} è la tensione massima sull'irrigidimento;
- w è la deflessione massima dell'irrigidimento.

Nella verifica è necessario considerare sia tutti i possibili carichi che possono agire sull'irrigidimento, sia la possibilità di avere eccentricità, come nel caso di irrigidimenti non simmetrici.

L'irrigidimento traversale viene considerato soggetto ai seguenti carichi, come mostrato in Figura 27:

- carico distribuito trasversale q_{dev} : prodotto dalla forza di compressione agente lungo l'anima della trave metallica N_{Ed} ;
- forza assiale N_{st}: prodotta da eventuali carichi verticali agenti sull'impalcato;
- forza assiale *N*_{st,ten}: dovuta allo stato tensionale diagonale prodotto dallo sforzo di taglio.



Figura 27: Configurazione di carico irrigidimento

Il carico distribuito trasversale q_{dev} può essere trasformato in una forza assiale aggiuntiva $\Delta N_{st,Ed}$ per semplificare la verifica, tramite la seguente relazione, come definito in Eurocodice 3-1-5 nella clausola 9.2.1 (6):

$$\Delta N_{st,Ed} = \frac{\sigma_m \cdot b^2}{\pi^2}$$

Dove σ_m si ricava tramite la seguente relazione, come definito in Eurocodice 3-1-5 nella clausola 9.2.1 (5):

$$\sigma_m = \frac{\sigma_{cr,c}}{\sigma_{cr,p}} \cdot \frac{N_{Ed}}{b} \cdot \left(\frac{1}{a_1} + \frac{1}{a_2}\right)$$

In cui $\sigma_{cr,c}$ è la tensione critica di instabilità tipo colonna e $\sigma_{cr,p}$ è la tensione critica di instabilità tipo piastra. Il loro rapporto varia tra 0,5 e 1. Tuttavia, è possibile evitare il loro calcolo assumendo, a vantaggio di sicurezza, il loro rapporto pari a 1.

La forza assiale $N_{st,ten}$ è dovuta all'azione di taglio agente V_{Ed} , che genera il campo tensionale mostrato in Figura 28.



Figura 28: Configurazione forza assiale $N_{st,ten}$

La forza assiale $N_{st,ten}$ viene valutata tramite la seguente relazione:

$$N_{st,ten} = V_{Ed} - \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_{yw}}{\sqrt{3} \cdot {\lambda_w}^2}$$

Dove:

- λ_w è il parametro di snellezza a taglio.

Questa forza assiale viene considerata solamente se positiva. Nel caso in cui sia negativa si assume pari a 0. La valutazione della tensione massima σ_{max} e della deflessione massima w si effettua attraverso due metodi differenti, in funzione della simmetria dell'irrigidimento:

- irrigidimento con doppia simmetria: la verifica viene effettuata tramite le seguenti relazioni.

$$w = w_0 \cdot \frac{1}{\frac{N_{cr,st}}{\sum N_{st,Ed}} - 1} \le \frac{b}{300}$$
$$\sigma_{max} = \frac{N_{st,Ed}}{A_{st}} + \frac{\sum N_{st,Ed} \cdot e_{max}}{I_{st}} \cdot w_0 \cdot \frac{1}{1 - \frac{\sum N_{st,Ed}}{N_{cr,st}}} \le \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Dove A_{st} è l'area dell'irrigidimento trasversale, comprendente la parte di anima della trave metallica; I_{st} è il momento di inerzia dell'irrigidimento trasversale, comprendente la parte di anima della trave metallica; $N_{st,Ed}$ è la somma delle forze assiali concentrate, ottenuta con la relazione:

$$N_{st,Ed} = N_{st} + N_{st,ten}$$

 $\sum N_{st,Ed}$ è la somma di tutte le forze assiali, compresa quella dovuta al carico distribuito q_{dev} , ottenuta con la relazione:

$$\sum N_{st,Ed} = N_{st,Ed} + \Delta N_{st,Ed}$$

 e_{max} è la massima eccentricità e viene definita come la distanza tra il baricentro dell'irrigidimento e l'estremo più lontano di esso.

 $N_{cr,st}$ è il carico concentrato di instabilità euleriana dell'irrigidimento. Esso si ricava tramite la relazione:

$$N_{cr,st} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{st}}{b^2}$$

 irrigidimento con singola simmetria: nella verifica si considera anche un ulteriore momento flettente, dovuto al fatto che il baricentro dell'irrigidimento non coincide con il baricentro dell'anima. Si ottiene dalla relazione:

$$M_{EN} = N_{st,Ed} \cdot e_0$$

Dove e_0 è la distanza tra il baricentro dell'irrigidimento e l'asse dell'anima.

Con questa nuova condizione, la soluzione risulta molto più complessa rispetto al caso precedente. Per superare questo problema viene utilizzato un approccio semplificato, da cui si ricavano le seguenti relazioni:

$$w = w_0 \cdot \frac{1}{\frac{N_{cr,st}}{\sum N_{st,Ed}} - 1} \cdot (1 + 1,25 \cdot q_m) \le \frac{b}{300}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N_{st,Ed}}{A_{st}} + \frac{\sum N_{st,Ed} \cdot e_{max}}{I_{st}} \cdot w_0 \cdot \frac{1}{1 - \frac{\sum N_{st,Ed}}{N_{cr,st}}} \cdot (1 + 1,11 \cdot q_m) \le \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

In cui q_m è il fattore di amplificazione e si ricava dalla seguente relazione:

$$q_m = \frac{M_{EN}}{\sum N_{st,Ed} \cdot w_0}$$

2.1.10.4 Verifica montante d'appoggio rigido

Il montante d'appoggio rigido deve resistere sia alla reazione dovuta alla presenza dell'appoggio, sia al campo tensionale agente nell'anima, come definito in Eurocodice 3-1-5 nella clausola 9.3.1 (1).

Per resistere a queste azioni, una buona soluzione è formare una trave a doppio T tramite l'inserimento di due coppie di piatti, saldati all'anima della trave metallica, come definito in Eurocodice 3-1-5 nella clausola 9.3.1 (2) e mostrato nella seguente Figura 29:



Figura 29: Descrizione geometrica montante d'appoggio rigido

Il montante d'appoggio rigido deve garantire un'adeguata rigidezza. Questo viene assicurato tramite il soddisfacimento della seguente relazione, come definito in Eurocodice 3-1-5 nella clausola 9.3.1 (3):

$$e > 0,1 \cdot h_{\rm W}$$

Dove:

e è la distanza tra i baricentri delle due flange saldate.

Inoltre, il montante d'appoggio rigido deve sopportare lo stato tensionale agente lungo l'anima. Tramite test effettuati da Höglund, è stato possibile approssimare la tensione all'interno dell'anima con un valore costante. Da quest'ultima si ricava il valore del carico uniformemente distribuito, tramite la relazione:

$$q = 32 \cdot \frac{t_w^2 \cdot f_y}{h_w}$$

Essendo il montante d'appoggio schematizzato come una trave doppiamente appoggiata, il momento flettente massimo agente su di essa si ricava dalla relazione:

$$M_{max} = \frac{q \cdot h_w^2}{8}$$

In questo modo è possibile ottenere la massima tensione agente sul montante d'appoggio tramite la relazione:

$$\sigma_{max} = \frac{M_{max}}{W}$$

Si sostituisce all'interno di quest'ultima la relazione del momento agente massimo M_{max} , definita in precedenza, e il modulo di resistenza W, avente valore pari a $W = A_e \cdot e$. Dove A_e è l'area di ciascuna flangia del montante d'appoggio. Si ottiene:

$$\sigma_{max} = \frac{4 \cdot t_w^2 \cdot h_w \cdot f_y}{A_e \cdot e} \le f_y$$

Da quest'ultima è possibile ricavare l'area di ciascuna flangia del montante rigido d'appoggio. Per cui la verifica è soddisfatta tramite la seguente relazione, come definito in Eurocodice 3-1-5 nella clausola 9.3.1 (3):

$$A_e \ge \frac{4 \cdot t_w^2 \cdot h_w}{e}$$

2.2 Descrizione foglio di calcolo Excel

Le verifiche delle sezioni del ponte considerato sono state effettuate in maniera automatica mediante l'utilizzo di un foglio di calcolo Excel. Questo avviene grazie all'inserimento di dati geometrici e delle sollecitazioni di ciascuna sezione. La verifica di tutte le sezioni è realizzata in modo automatico grazie alla creazione di una macro, che effettua in maniera automatizzata tutte le verifiche. I risultati delle verifiche sono mostrati in tabelle riassuntive finali.

Il foglio di calcolo Excel si suddivide in 23 fogli. Ciascun foglio è descritto dettagliatamente in seguito:

- Foglio 1 Materiali: in questo foglio vengono inserite le caratteristiche di resistenza dei materiali e i coefficienti parziali di sicurezza di ciascuna verifica. Da questi ultimi si ricavano le resistenze di calcolo per le verifiche.
- Foglio 2 Geometria sezioni metalliche: in questo foglio vengono inseriti, mediante una tabella, i dati geometrici di ciascuna sezione metallica, a cui verrà, di conseguenza, associato un nome. In modo automatico saranno successivamente valutate le proprietà geometriche di ogni sezione del profilo, tra cui l'area, la posizione del baricentro, il momento di inerzia baricentrico e i moduli di resistenza agli estremi dell'anima e del profilo.
- Foglio 3 Configurazione soletta: in questo foglio sono inserite le dimensioni della soletta e la sua classe di esposizione ambientale.
- Foglio 4 Larghezza della soletta effettiva: in questo foglio viene valutato l'andamento della larghezza della soletta effettiva collaborante lungo la lunghezza del ponte. La larghezza effettiva verrà utilizzata successivamente in ciascuna verifica.
- Foglio 5 Fessurazione: in questo foglio vengono valutate le zone dell'impalcato che sono assunte fessurate nell'analisi delle sollecitazioni dell'impalcato.
- Foglio 6 Sollecitazioni SLU: in questo foglio sono inserite le sollecitazioni allo stato limite ultimo delle sezioni da verificare. Nello specifico, sono inseriti i valori massimi e quelli minimi dell'inviluppo delle sollecitazioni alla combinazione allo stato limite ultimo e i valori caratteristici delle sollecitazioni riferite al peso proprio. Tramite l'inserimento di queste sollecitazioni è possibile ottenere le sollecitazioni necessarie per le verifiche. Nella verifica a flessione si utilizza il momento agente sulla trave metallica $M_{a,Ed}$ e il momento agente sulla sezione composta $M_{c,Ed}$, dove entrambi sono ottenuti tramite differenza dei valori massimi e minimi e i valori caratteristici. Nella verifica a taglio si utilizza il valore massimo in modulo tra quello positivo e quello negativo. Nella verifica dei connettori a taglio, il taglio agente viene depurato del taglio agente sulla trave metallica. Infine, nella verifica a fatica dei connettori a taglio si utilizzano sia il valore massimo di taglio, sia il valore minimo.
- Foglio 7 Sollecitazioni SLE: in questo foglio sono inserite le sollecitazioni allo stato limite di esercizio della combinazione caratteristica e quasi permanente. Anche in questo caso, i momenti flettenti sono suddivisi nella parte agente sulla trave metallica e in quella agente sulla sezione composta.
- Foglio 8 Tabella input geometria: in questo foglio sono inserite le grandezze geometriche di ciascuna sezione. Nello specifico, per ciascuna sezione da verificare, viene inserito il nome della sezione metallica, le dimensioni della soletta di calcestruzzo considerando la predalles e l'armatura all'interno della soletta. Quest'ultima è divisa in armatura superiore e inferiore, e ognuna di queste viene ulteriormente suddivisa in armatura ordinaria e aggiuntiva. In questo modo, è possibile utilizzare l'armatura ordinaria in ciascuna sezione dell'impalcato e provvedere ad una armatura aggiuntiva solo nelle sezioni in cui è necessario. Infine, sono presenti il passo degli irrigidimenti trasversali e la lunghezza della flangia dell'irrigidimento.

- Foglio 9 Verifica a flessione: in questo foglio avviene la valutazione della resistenza a flessione per entrambi i segni del momento. Inizialmente sono valutate le proprietà geometriche delle diverse configurazioni possibili della sezione, considerando o trascurando l'armatura all'interno della soletta e assumendo la sezione fessurata o non fessurata. Successivamente, vengono valutate le configurazioni plastiche ed elastiche, utili nella valutazione della classe della sezione trasversale. Per ciascuna configurazione viene mostrato tramite grafico l'andamento tensionale della sezione. Dopo aver classificato la sezione trasversale, avviene la valutazione del momento resistente della sezione trasversale. In questo foglio sono stati inseriti anche i casi in cui è necessario valutare una sezione efficace. La valutazione della sezione efficace di classe 2 è stata considerata per entrambi i segni del momento flettente, mentre la valutazione della sezione efficace di classe 4 è stata effettuata solamente per momento flettente negativo. Quest'ultima permette di avere sia la flangia, sia l'anima di classe 4. Nel caso di sezione efficace con l'anima di classe 4, sono stati inseriti tre differenti procedimento iterativi, in funzione dell'andamento della tensionale lungo l'anima, per la valutazione dello stato tensionale.
- Foglio 10 Verifica a taglio: in questo foglio vengono valutate la resistenza a taglio plastica e la resistenza all'instabilità per taglio della sezione. Nella valutazione di quest'ultima, è considerato sia il contributo della flangia, sia quello dell'anima.
- Foglio 11 Interazione flessione-taglio: in questo foglio è verificata l'interazione flessione-taglio per entrambi i segni dei momenti flettenti. Per sezioni di classe 1 o 2 è possibile effettuare la riduzione del momento resistente.
- Foglio 12 Verifica irrigidimenti trasversali: in questo foglio sono effettuate le verifiche dell'irrigidimento trasversale, ipotizzando sia posizionato in corrispondenza della sezione di verifica.
- Foglio 13 Verifica pioli: in questo foglio viene effettuata la verifica della connessione a taglio. Essa è composta dalla verifica a stato limite ultimo, dalla verifica a stato limite di esercizio e della verifica geometrica del piolo. Il foglio permette la verifica solo della tipologia dei connettori a piolo.
- Foglio 14 Verifica a fatica: in questo foglio viene effettuata la verifica a fatica della connessione a taglio mediante pioli. La verifica a fatica viene eseguita tramite la verifica a danneggiamento utilizzando il FLM3.
- Foglio 15 Verifica a limitazione delle tensioni: in questo foglio sono eseguite le verifiche per entrambi i segni del momento e per la combinazione caratteristica e quasi permanente. Oltre alla verifica delle tensioni normali della sezione, viene effettuata la verifica delle tensioni tangenziali dell'anima per effetto di taglio e torsione. Per ciascuna combinazione è presente un grafico che mostra l'andamento della tensione all'interno della sezione.
- Foglio 16 Verifica a fessurazione: in questo foglio vengono effettuate le due verifiche che compongono la verifica a fessurazione, la verifica armatura minima e la verifica a fessurazione a carico diretto.
- Foglio 17 Risultati SLU: in questo foglio è presente una tabella che mostra i risultati delle verifiche allo stato limite ultimo. Tramite questa tabella è possibile accertare se l'elemento risulta verificato ed è possibile valutare l'efficienza di ciascuna verifica.
- Foglio 18 Risultati pioli: in questo foglio è presente una tabella che mostra i risultati delle verifiche effettuate sulla connessione a taglio a piolo. Tramite questa tabella è possibile accertare se l'elemento risulta verificato ed è possibile valutare l'efficienza di ciascuna verifica.
- Foglio 19 Risultati SLE: in questo foglio è presente una tabella che mostra i risultati delle verifiche allo stato limite di esercizio. Tramite questa tabella è possibile accertare se l'elemento risulta verificato ed è possibile valutare l'efficienza di ciascuna verifica.
- Foglio 20 Risultati irrigidimenti trasversali: in questo foglio è presente una tabella che mostra i risultati di ciascuna verifica dell'irrigidimento. Tramite questa tabella è possibile accertare se l'irrigidimento risulta verificato ed è possibile valutare l'efficienza di ciascuna verifica.
- Foglio 21 Valutazione taglio longitudinale plastico: in questo foglio viene valutato il taglio longitudinale plastico agente sui pioli e viene effettuata la verifica della connessione a taglio.
- Foglio 22 Valutazione posizione elementi: in questo foglio viene valutata la coordinata longitudinale di ciascun elemento verificato. Ciò avviene utilizzando le coordinate degli elementi di Midas Civil.

- Foglio 23 Grafici Efficienze: in questo foglio sono mostrati i grafici delle efficienze di ciascuna verifica. Nei fogli dove vengono effettuate le verifiche, le proprietà geometriche e le sollecitazioni della singola sezione sono richiamate direttamente in funzione dell'elemento da verificare. Dopo aver effettuato il calcolo, i valori della verifica vengono incollati nelle tabelle dei risultati. Per automatizzare e rendere più rapido il procedimento sono state create delle apposite Macro che verificano contemporaneamente tutti gli elementi per ciascuna verifica.

2.3 Descrizione ponte analizzato

L'opera è costituita da un impalcato continuo su 10 campate di lunghezza complessiva di 680 metri. La lunghezza di ciascuna campata è mostrata nella seguente Tabella 18.

Campata	Lunghezza					
1	60 m					
2	60 m					
3	60 m					
4	60 m					
5	80 m					
6	100 m					
7	80 m					
8	60 m					
9	60 m					
10	60 m					

Tabella 18: Lunghezza campate

Successivamente, nella seguente Figura 30 è mostrata la pianta dell'opera.



Figura 30: Pianta dell'opera

La struttura è costituita da un impalcato a struttura mista acciaio-calcestruzzo composta da:

- una coppia di travi metalliche principali con sezione trasversale a doppio T, aventi altezza costante pari a 3,6 metri nelle campate di lunghezza 60 metri e altezza variabile nelle altre tre campate, dove viene raggiunta un'altezza massima di 5 metri in corrispondenza degli appoggi;
- una trave di spina disposta in mezzeria avente funzione di sostegno della soletta di calcestruzzo. Essa ha un'altezza pari a 0,5 metri;
- diagrammi posizionati con passo costante di 5 metri;
- controventi posizionati superiormente e inferiormente, realizzati con profili angolari e anch'essi con passo costante di 5 metri;
- una soletta di calcestruzzo di spessore pari a 30 centimetri. Essa viene realizzata con l'utilizzo di lastre predalles di spessore 6 centimetri. La soletta ha una larghezza costante per le prime 7 campate, pari a 12 metri. Successivamente, nella campata 8, essa aumenta fino a 15,5 metri e rimane constante nelle ultime 2 campate. Questo allargamento della soletta è dovuto all'inserimento di una corsia di decelerazione nelle ultime 3 campate, avente larghezza pari a 3,5 metri.
- connettori a taglio a piolo tipo "Nelson", che hanno la funzione di rendere collaborante la soletta di calcestruzzo alla trave metallica sottostante.

Nelle seguenti figure è possibile constatare quanto detto in precedenza.



Figura 31: Vista laterale dell'opera



Figura 32: Vista laterale delle campate a sezione variabile



Figura 33: Sezione trasversale di larghezza minore



Figura 34: Sezione trasversale di larghezza maggiore



Figura 35: Dettaglio controventi posizionati inferiormente

La costruzione del ponte è divisa in diverse fasi costruttive. Dopo la realizzazione di spalle e pile, avviene il posizionamento della struttura metallica in maniera sequenziale, come mostrato nella seguente Figura 36.





Ciascun concio viene realizzato in officina, tramite l'assemblaggio delle travi principali e della trave di spina mediante saldatura, e successivamente con l'inserimento di diaframmi e controventi con l'utilizzo della bullonatura.

In seguito, i conci vengono portati in sito, dove verranno assemblati tra loro tramite saldatura e bullonatura, e formeranno così diversi elementi. La posa di ogni elemento avviene con l'ausilio di due autogru operanti da terra, per le campate ad altezza costante. Mentre, per le travi ad altezza variabile, è previsto il montaggio simmetrico dalle due pile della campata di lunghezza massima e successivamente la chiusura in chiave, mediante un concio di lunghezza pari a 15 metri, sempre varato dal basso, senza invadere l'alveo inciso dal fiume. Vengono inserite anche delle pile provvisorie per il sostegno dell'impalcato.

Inoltre, le travi metalliche saranno realizzate con un'opportuna monta iniziale per riprendere la deformata dovuta ai pesi propri strutturali e ai carichi permanenti strutturali.

Una volta completato il posizionamento di tutti gli elementi, avverrà il posizionamento delle lastre predalles, ordite in direzione trasversale e successivamente il getto della soletta di calcestruzzo. Anche quest'ultimo verrà effettuato per fasi, inizialmente verranno gettate le tratte in campata e successivamente i tratti in corrispondenza delle pile. Solo ora verranno gettati anche gli sbalzi della soletta.

Per concludere vengono illustrati i materiali utilizzati nella realizzazione dell'impalcato:

- trave metallica: verrà realizzata con piatti di acciaio S355;
- armatura della soletta: verrà utilizzato un acciaio B450 C;
- soletta in calcestruzzo: verrà realizzata utilizzando un calcestruzzo di classe C32/40;
- piolo Nelson: avente resistenza a trazione pari a 450 N/mm².

2.4 Descrizione modellazione del ponte

La struttura in esame è stata modellata tramite il software di calcolo Midas Civil, come mostrato nella seguente Figura 37.



Figura 37: Modellazione ponte analizzato

Il modello del ponte viene realizzato con l'utilizzo di diversi elementi. Le travi principali e le travi di spina vengono modellate con elementi beam a sezione composta, dove tuttavia viene assunta una densità nulla del calcestruzzo, in modo da permettere nelle fasi costruttive di inserire il peso del calcestruzzo.

Anche i controventi e i diagonali, così come la soletta, vengono modellati con elementi beam e sono poi collegati alle travi principali e a quelle di spina mediante link rigidi.

Nelle seguenti immagini è mostrata la modellazione dell'opera nel dettaglio. Attraverso la seguente Figura 38 è possibile apprezzare la modellazione dei singoli elementi che compongono la sezione trasversale, la quale si avvicina molto alla sezione trasversale reale.



Figura 38: Modellazione ponte analizzato

Il modello permette anche di utilizzare elementi beam aventi altezze differenti ai suoi estremi. In questo modo è possibile avvicinarsi notevolmente all'andamento curvo della trave principale di alcune campate dell'opera, come ben visibile nella seguente Figura 39.



Figura 39: Dettaglio modellazione campata a sezione variabile

Infine, viene mostrato il dettaglio della modellazione dei controventi, attraverso la seguente Figura 40.



Figura 40: Dettaglio modellazione controventi

2.4.1 Larghezza soletta collaborante

Il modello viene realizzato considerando una larghezza efficace della soletta collaborante che, però, non è uguale alla larghezza reale della soletta di calcestruzzo. Ciò è dovuto al fenomeno dello shear lag, come definito nel dettaglio nel capitolo 2.1.2.1. Nella seguente Tabella 19 sono mostrati i valori della larghezza della soletta collaborante per le diverse sezioni dell'impalcato.

Larghezza Sole	arghezza Soletta Collaborante													
Sezione	Appoggio d'estremita	Distanza Assi Pioli	Distanza Piolo - Estremo Est	Distanza Piolo - Estremo Int	Lunghezza Campata 1	Lunghezza Campata 2	Lunghezza Equivalente		Larghezza Effettiva Flangia 1	Larghezza Effettiva Flangia 2			Larghezza Effettiva Soletta	
		b ₀	b ₁	b ₂	L ₁	L ₂	Le	L _e /8	b _{e1}	b _{e2}	β _{e1}	β _{e2}	b _{eff}	
		m	m	m	m	m	m	m	m	m			m	
Spalla 1	SI	0,45					51	6,375	1,330	3,780	1,000	0,887	5,13	
Campata 1		0,45	1,33	3,78	60		51	6,375	1,330	3,780			5,56	
Appoggio 1	NO	0,45	1,33	3,78	60	60	30	3,750	1,330	3,750			5,53	
Campata 2		0,45	1,33	3,78	60		42	5,250	1,330	3,780			5,56	
Appoggio 2	NO	0,45	1,33	3,78	60	60	30	3,750	1,330	3,750			5,53	
Campata 3		0,45	1,33	3,78	60		42	5,250	1,330	3,780			5,56	
Appoggio 3	NO	0,45	1,33	3,78	60	60	30	3,750	1,330	3,750			5,53	
Campata 4		0,45	1,33	3,78	60		42	5,250	1,330	3,780			5,56	
Appoggio 4	NO	0,45	1,33	3,78	60	80	35	4,375	1,330	3,780			5,56	
Campata 5		0,45	1,33	3,78	80		56	7,000	1,330	3,780			5,56	
Appoggio 5	NO	0,45	1,33	3,78	80	100	45	5,625	1,330	3,780			5,56	
Campata 6		0,45	1,33	3,78	100		70	8,750	1,330	3,780			5,56	
Appoggio 6	NO	0,45	1,33	3,78	100	80	45	5,625	1,330	3,780			5,56	
Campata 7		0,45	1,33	3,78	80		56	7,000	1,330	3,780			5,56	
Appoggio 7	NO	0,45	1,33	3,78	80	60	35	4,375	1,330	3,780			5,56	
Campata 8		0,45	2,21	3,78	60		42	5,250	2,210	3,780			6,44	
Appoggio 8	NO	0,45	3,08	3,78	60	60	30	3,750	3,080	3,750			7,28	
Campata 9		0,45	3,08	3,78	60		42	5,250	3,080	3,780			7,31	
Appoggio 9	NO	0,45	3,08	3,78	60	60	30	3,750	3,080	3,750			7,28	
Campata 10		0,45	3,08	3,78	60		51	6,375	3,080	3,780			7,31	
Spalla 2	SI	0.45	3.08	3.78			51	6.375	3.080	3.780	0.964	0.887	6.77	

Tabella 19: Larghezza soletta collaborante

Invece, nella seguente Figura 41 viene mostrato l'andamento della larghezza della soletta collaborante lungo la lunghezza dell'opera.



Figura 41: Andamento larghezza soletta collaborante

2.4.2 Fessurazione

Gli effetti della fessurazione possono essere presi in considerazione nel modello in modi differenti, come definito dettagliatamente nel capitolo 2.1.2.4. Nel caso in esame viene utilizzato il metodo semplificato, grazie al quale le zone in prossimità degli appoggi, per una lunghezza pari al 15% delle campate adiacenti, si considerano fessurate. L'utilizzo di questo metodo è consentito in quanto il rapporto tra la luce minore e quella maggiore di tutte le campate adiacenti è maggiore di 0,6.

Nella seguente Figura 42 viene mostrato un andamento qualitativo della rigidezza flessionale della sezione trasversale, nella quale viene assunto un valore pari a 1 dove la sezione è considerata non fessurata, e pari a 0,5 dove la sezione è considerata fessurata.



Figura 42: Andamento fessurazione

2.4.3 Viscosità

La deformazione totale di un elemento è composta da differenti contributi, tra cui la deformazione dovuta alla viscosità e la deformazione dovuta al ritiro. Queste due deformazioni agiscono molto spesso quasi contemporaneamente, come mostrato nella seguente Figura 43.



Figura 43: Andamento deformazione totale in funzione del tempo

Tuttavia, anche se si verificano in contemporanea, ritiro e viscosità vengono considerate separatamente durante la progettazione.

La deformazione totale $\varepsilon_c(t)$ in funzione del tempo t viene definite in CEB-FIP Model Code 2010 nel capitolo 5.1.9.4 tramite la seguente relazione:

$$\varepsilon_c(t, t_0) = \varepsilon_{ci}(t, t_0) + \varepsilon_{cc}(t, t_0) + \varepsilon_{cs}(t, t_0) + \varepsilon_{cT}(t, t_0)$$

Dove:

- $\varepsilon_{ci}(t, t_0)$ è la deformazione elastica iniziale, dovuta al carico applicato al tempo t_0 ;
- $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$ è la deformazione dovuta alla viscosità e si sviluppa solamente per $t > t_0$;
- $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ è la deformazione dovuta al ritiro;
- $\varepsilon_{cT}(t, t_0)$ è la deformazione termica.

Le deformazioni appena introdotte possono essere anche classificate in funzione della dipendenza tra tensione e deformazione, dove:

- $\varepsilon_{c\sigma}(t, t_0)$ è la deformazione dipendente dalla tensione. Essa è data dalla somma tra la deformazione iniziale dovuta al carico applicato $\varepsilon_{ci}(t, t_0)$ e la deformazione dovuta alla viscosità $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$.
- $\varepsilon_{cn}(t, t_0)$ è la deformazione indipendente dalla tensione. Essa si ottiene dalla somma tra la deformazione dovuta al ritiro $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ e la deformazione termica $\varepsilon_{cT}(t, t_0)$.

La deformazione dovuta alla viscosità in un elemento è in funzione della tensione agente su esso. Un calcestruzzo ad alta resistenza produce una deformazione dovuta alla viscosità minore rispetto ad un calcestruzzo di bassa resistenza, sottoposto ad una tensione identica.

La grandezza delle deformazioni dovute alla viscosità può essere 1,5-3 volte quelle delle deformazioni elastiche. Inoltre, circa il 50% delle deformazioni totali dovute alla viscosità avviene entro i primi mesi e la quasi totalità si verifica in circa 5 anni.

La viscosità nel calcestruzzo può variare in funzione di diversi fattori:

- un aumento del rapporto acqua/cemento porta ad un aumento della viscosità;
- la viscosità diminuisce con l'aumento dell'età e della resistenza del calcestruzzo, quando esso è caricato;
- le deformazioni dovute alla viscosità aumentano con l'aumento della temperatura ambiente e la diminuzione dell'umidità;
- la deformazione dovuta alla viscosità dipende anche da molti altri fattori legati alla qualità del calcestruzzo e alle condizioni di esposizione come la tipologia, la quantità e la dimensione massima dell'aggregato, il tipo di cemento, dimensione e forma della massa di calcestruzzo, quantità di armatura e condizioni di solidificazione.

La maggior parte dei materiali conserva la proprietà della viscosità. Tuttavia, questo fenomeno è più pronunciato nel calcestruzzo. Il fenomeno della viscosità può essere descritto tramite il seguente esempio, dove un elemento di calcestruzzo viene caricato da una forza di compressione assiale al tempo t_0 . L'elemento sarà così soggetto ad una tensione costante di compressione σ che tuttavia porterà ad una deformazione non costante nel tempo, come mostrato nella seguente Figura 44.



Figura 44: Andamento deformazione dipendente dalla tensione in funzione del tempo

La deformazione dipendente dalla tensione $\varepsilon_{c\sigma}(t, t_0)$ dovuta al carico agente al tempo t_0 viene espressa tramite la relazione:

$$\varepsilon_{c\sigma}(t,t_0) = \varepsilon_{ci}(t_0) + \varepsilon_{cc}(t,t_0) = \frac{\sigma}{E_c(t_0)} + \frac{\sigma}{E_{ci}} \cdot \varphi(t,t_0) = \sigma \cdot J(t,t_0)$$

Dove:

- $E_c(t_0)$ è il modulo elastico al tempo di applicazione del carico t_0 ;
- *E_{ci}* è il modulo elastico all'età di 28 giorni;
- $\varphi(t, t_0)$ è il coefficiente di viscosità, che rappresenta la capacità di deformarsi nel tempo del calcestruzzo e viene definito come il rapporto tra la deformazione di viscosità e quella elastica, come mostrato nella seguente relazione:

$$\varphi(t,t_0) = \frac{\varepsilon_{cc}(t,t_0)}{\varepsilon_{ci}(t_0)}$$

- $J(t, t_0)$ è la funzione di viscosità, che rappresenta la deformazione totale dipendente dalla tensione ottenuta per una tensione unitaria. Essa si ottiene dalla relazione:

$$J(t, t_0) = \frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{ci}}$$

La funzione della viscosità varia ampiamente in funzione del tempo di applicazione del carico. Ciò è dovuto all'aumento della resistenza del calcestruzzo nel tempo e al cambiamento dell'idratazione nel tempo. Per queste ragioni, più il tempo di applicazione del carico t_0 sarà maggiore, minore sarà la deformazione dovuta alla viscosità, come mostrato nella seguente Figura 45.



Figura 45:Andamento deformazione viscosa in funzione del tempo di applicazione del carico

La viscosità è un fenomeno in cui le deformazioni si incrementano per effetto di carichi costanti e senza necessariamente carichi aggiuntivi. Per questo motivo, i fattori per la determinazione degli effetti della viscosità sono la storia temporale delle tensioni dell'elemento e il coefficiente di viscosità per numerose età di carico.

Per considerare gli effetti della viscosità in strutture in calcestruzzo si possono utilizzare differenti metodi:

- l'utilizzo di valori del coefficiente di viscosità $\varphi(t, t_0)$, ottenuti attraverso la sperimentazione o tramite l'esperienza. Tuttavia, questo metodo è complesso in quanto è necessario conoscere tale coefficiente per ciascun elemento in differenti fasi in cui è sollecitato;
- gli effetti della viscosità vengono valutati tramite funzioni specifiche di viscosità, espresse numericamente e integrando la tensione risultante in ogni fase.

Nel caso di applicazioni pratiche, dove non viene effettuata un'opportuna sperimentazione mediante prove, viene utilizzato il secondo metodo, dove il calcestruzzo viene considerato come un materiale visco-elastico lineare e, per tensioni e sollecitazioni variabili, viene assunta valida la sovrapposizione degli effetti. Per queste ragioni, la deformazione totale dovuta ad una tensione variabile $\varepsilon_c(t)$, si ottiene tramite la relazione:

$$\varepsilon_c(t) = \sigma \cdot J(t, t_0) + \int_{t_0}^t J(t, t_0) \cdot \frac{\partial \sigma(t)}{\partial t} dt$$

La funzione di viscosità $J(t, t_0)$ dipende dal coefficiente di viscosità $\varphi(t, t_0)$. Quest'ultimo può essere valutato tramite la seguente relazione, come definito in Eurocodice 2-1-1 nell'appendice B:

$$\varphi(t,t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t,t_0)$$

Dove:

- φ_0 è il coefficiente nominale della viscosità, che è influenzato dall'umidità relativa *RH*, dalla resistenza del calcestruzzo f_{ck} e dal tempo di applicazione del carico t_0 ;
- $\beta_c(t, t_0)$ è il coefficiente che descrive l'evoluzione della viscosità nel tempo dopo l'applicazione del carico. Esso dipende dall'umidità relativa *RH*, dal tempo di applicazione del carico t_0 e dal tempo in cui viene effettuata l'analisi *t*.

Viene mostrato l'andamento del coefficiente di viscosità $\varphi(t, t_0)$ del caso in esame, tramite la seguente Figura 46.



Figura 46: Andamento coefficiente di viscosità in funzione del tempo

2.4.4 Fasi costruttive

Lo stato tensionale all'interno dell'opera è influenzato dalle fasi costruttive, per questa ragione è necessario considerarle all'interno della modellazione.

L'opera viene suddivisa in quattro differenti fasi costruttive:

getto sottostrutture, dove sono attive solamente le pile del ponte, come definito in Figura 47. L'unica azione agente è il loro peso proprio. Questa fase viene ipotizzata di durata pari a $\Delta t = 0$.



Figura 47: Fase costruttiva getto sottostrutture

- posizionamento travi metalliche, dove vengono attivate le travi principali, la trave di spina, i controventi e i diagonali, come definito in Figura 48. Anche in questo caso, l'unica azione agente è il loro peso proprio e la durata di questa fase viene ipotizzata pari a $\Delta t = 0$.



Figura 48: Fase costruttiva posizionamento travi metalliche

- posizionamento lastre predalles e getto della soletta di calcestruzzo, dove non viene attivato alcun elemento ma viene introdotto il peso proprio della soletta di calcestruzzo. Questa fase viene ipotizzata di durata pari a $\Delta t = 1 gg$.
- creazione trave composta, dove vengono attivate le travi principali e di spina come elementi a sezione composta. In questa fase vengono attivate diverse azioni in intervalli differenti: l'inizio degli effetti del ritiro si applicano dopo 1 gg, l'applicazione del carico permanente portato e l'inizio degli effetti della viscosità si applicano dopo 30 gg e l'applicazione dei carichi variabili e dell'azione sismica si applicano a 36500 gg. Nella seguente figura 49 è mostrato il modello finale.



Figura 49: Fase costruttiva creazione trave composta

2.5 Analisi dei carichi agenti sul ponte

In questo capitolo vengono definiti tutti i carichi agenti sul ponte in esame e, per ciascuno di essi, vengono mostrate le sollecitazioni agenti sulla trave metallica principale.

2.5.1 Peso proprio e carichi permanenti portati

Il peso proprio della struttura viene assegnato in automatico al modello tramite il software Midas Civil, in funzione delle dimensioni e del peso specifico di ogni elemento.

Vengono utilizzati i seguenti valori dei pesi specifici del calcestruzzo armato e dell'acciaio, come definito in Tabella 20.

Materiale	Peso specifico
Calcestruzzo armato	25 kN/m ³
Acciaio	78,5 kN/m ³

Tabella 20: Peso specifico materiali utilizzati

I carichi permanenti, invece, vengono introdotti manualmente all'interno del modello. Essi vengono valutati come mostrato in seguito:

- pavimentazione stradale, avente spessore 11 cm e peso specifico 22 kN/m³. Il carico, di conseguenza, avrà valore pari a 2,42 kN/m².
- massetto alleggerito, avente spessore 13 cm e peso specifico 14 kN/m³. Il carico, quindi, avrà valore pari a 1,82 kN/m².
- cordoli in calcestruzzo armato alle estremità del ponte, aventi spessore 20 cm e peso specifico 25 kN/m³. Il carico avrà valore pari a 5 kN/m².
- barriere di sicurezza poste alle estremità del ponte, il cui carico avrà un valore pari a 1,5 kN/m.
- velette poste alle estremità del ponte, aventi spessore 5 cm, altezza 1,1 m e peso specifico 25 kN/m³.
 Quindi, il carico avrà valore pari a 1,38 kN/m.

Nelle seguenti Figure verranno mostrati gli andamenti del momento flettente e del taglio verticale lungo la lunghezza della trave metallica.



Figura 50: Andamento momento flettente dovuto a peso proprio e carichi permanenti portati



Figura 51: Andamento taglio verticale dovuto a peso proprio e carichi permanenti portati

2.5.2 Ritiro e viscosità

La deformazione totale per ritiro ε_{cs} si ricava tramite la seguente relazione, definita in Eurocodice 2-1-1 nella clausola 3.1.4 (6):

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

Dove:

 ε_{cd} è la deformazione per ritiro da essicamento. Si ottiene tramite la relazione:

$$\varepsilon_{cd} = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$$

In cui $\varepsilon_{cd,0}$ è un valore di riferimento ottenuto in forma tabellare in funzione dell'umidità relativa RHe della resistenza del calcestruzzo f_{ck} . Questo valore viene corretto dal coefficiente β_{ds} nel caso in cui sia necessario effettuare un interpolazione all'interno della tabella. Invece, k_h è un coefficiente in funzione delle dimensioni della soletta e della sua parte esposta all'aria.

- ε_{ca} è la deformazione per ritiro autogeno. Si ottiene tramite la relazione:

$$\varepsilon_{ca} = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty)$$

In cui $\varepsilon_{ca}(\infty)$ è la deformazione a tempo infinito e $\beta_{as}(t)$ è un coefficiente correttivo in funzione del tempo.

Nel caso in esame è stata considerata un'umidità relativa RH pari al 60% e un tempo di inizio del ritiro di 1 gg. Di conseguenza si è ottenuto una deformazione totale per ritiro ε_{cs} pari a 0,00037.

Questa deformazione impressa porta alla nascita di sollecitazioni secondarie. Nella seguente Figura 52 è mostrato l'andamento del momento flettente lungo la lunghezza dell'impalcato.



Figura 52: Andamento momento flettente dovuto all'azione di ritiro

La viscosità, allo stesso modo, porta alla nascita di sollecitazioni secondarie. Nella seguente Figura 53 è mostrato l'andamento del momento flettente lungo la lunghezza dell'impalcato.



Figura 53: Andamento momento flettente dovuto all'azione della viscosità

2.5.3 Variazioni termiche

Le variazioni termiche sull'impalcato vengono considerate con due differenti contributi: la componente di temperatura uniforme ΔT_N e la componente di temperatura non uniforme ΔT_M , come definito in Eurocodice 1-1-5 nel capitolo 6.

Inizialmente è necessario classificare l'impalcato, in funzione della sua tipologia. Nel caso in esame, essendo un impalcato a sezione composta, sarà di tipo 2.

La componente di temperatura uniforme ΔT_N viene valutata in due diffenti casi: la componente di temperatura uniforme di contrazione $\Delta T_{N,con}$ e la componente di temperatura uniforme di espansione $\Delta T_{N,esp}$. Queste ultime si valuteranno tramite le seguenti relazioni:

$$\Delta T_{N,esp} = T_{e,max} - T_0$$

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min}$$

Dove:

T₀ è la temperatura media al tempo in cui la struttura viene vincolata. Essa viene assunta pari a 13,5°, considerando le temperature nel sito dell'opera mostrate nella seguente Tabella 21.

	Gennaio	Febbraio	Marzo	Aprile	Maggio	Giugno	Luglio	Agosto	Settembre	Ottobre	Novembre	Dicembre
Temperatura media (°C)	2.9	4.7	8.7	13.1	17.4	21.5	23.8	23.7	20.3	14.9	9.1	4.1
Temperatura minima (°C)	0.2	1.5	4.8	8.7	12.8	16.6	18.8	18.8	15.8	10.8	6	1.7
Temperatura massima (°C)	5.6	7.9	12.7	17.5	22.1	28.4	28.9	28.6	24.9	19	12.2	6.6

Tabella 21: Temperature nel sito dell'opera

 $T_{e,max}$ è la temperatura massima dell'impalcato e si ricava tramite la seguente relazione, essendo l'impalcato di tipologia 2:

$$T_{e,max} = T_{max} + 4$$

In cui T_{max} è la temperatura massima dell'aria, che si ottiene dalle Norme tecniche per le costruzioni del 2018 nella clausola 3.5.2. Nel caso in esame la struttura si trova in zona I e vale la relazione:

$$T_{max} = 42 - \frac{6 \cdot a_s}{1000}$$

In cui a_s è la quota del suolo del sito sul livello del mare, espressa in metri.

In questo caso avremo $a_s = 0$ e di conseguenza $T_{max} = 42^\circ$ e $T_{e,max} = 46^\circ$.

- $T_{e,min}$ è la temperatura minima dell'impalcato e si ricava tramite la seguente relazione, essendo l'impalcato di tipologia 2:

$$T_{e,min} = T_{min} + 4$$

In cui T_{min} è la temperatura minima dell'aria, che si ottiene, anche in questo caso, dalle Norme tecniche per le costruzioni del 2018 nella clausola 3.5.2. Nel caso in esame la struttura si trova in zona I e vale la relazione:

$$T_{max} = -15 - \frac{4 \cdot a_s}{1000}$$

In cui a_s è la quota del suolo del sito sul livello del mare, espressa in metri.

In questo caso avremo $a_s = 0$ e di conseguenza $T_{max} = -15^\circ$ e $T_{e,max} = -11^\circ$.

La componente di temperatura non uniforme ΔT_M viene anch'essa valutata in due differenti casi: la componente di temperatura non uniforme riscaldata $\Delta T_{M,heat}$ e la componente di temperatura non uniforme raffreddata $\Delta T_{M,cool}$. Queste due componenti sono ottenute tramite le configurazioni descritte nella seguente Tabella 22.



Tabella 22: Configurazioni componente di temperatura non uniforme

Nel caso in esame, essendo la soletta di calcestruzzo di altezza 0,3 metri, si assumeranno le seguenti configurazioni di temperatura:

- componente di temperatura non uniforme riscaldata $\Delta T_{M,heat}$. Viene assunta una temperatura massima $\Delta T_1 = 16^\circ$ e una temperatura $\Delta T_2 = 4^\circ$.
- componente di temperatura non uniforme raffreddata $\Delta T_{M,cool}$. Viene assunta una temperatura superiore $\Delta T_1 = -5^\circ$ e una temperatura inferiore $\Delta T_2 16^\circ$.

L'inviluppo delle sollecitazioni, dovute alle variazioni termiche, viene ricavato combinando tra loro la componente di temperatura uniforme ΔT_N e la componente di temperatura non uniforme ΔT_M , come mostrato nelle seguenti relazioni:

$$\Delta T_M + 0,35 \cdot \Delta T_N$$
$$0,75 \cdot \Delta T_M + \Delta T_N$$

La combinazione viene effettuata solamente tra valori riferiti a temperatura uniforme ΔT_N e temperatura non uniforme ΔT_M , aventi lo stesso segno e quindi entrambi di contrazione o di espansione.

Nella seguente Figura 54 è mostrato l'andamento del momento flettente, dovuto alle variazioni termiche lungo la lunghezza dell'impalcato.



Figura 54: Andamento momento flettente dovuto alle variazioni termiche

2.5.4 Vento

L'azione del vento può avere tre differenti direzioni. Tuttavia, la direzione più sfavorevole è quella trasversale all'impalcato, la quale viene assunta come direzione X, come mostrato nella seguente Figura 55.



Figura 55: Direzioni azione del vento

L'azione del vento F_w in direzione X può essere valutata in maniera semplificata tramite la seguente relazione, come definito in Eurocodice 1-1-4 nel capitolo 8.3.2:

$$F_w = q_r \cdot C \cdot A_{ref}$$

Dove:

 q_r è la pressione cinetica di riferimento. Essa si ricava tramite la seguente relazione, definita nelle Norme tecniche per le costruzioni 2018 nella clausola 3.3.6:

$$q_r = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2$$

In cui ρ è la densità dell'aria pari a 1,25 kg/m³ e v_r è la velocità di riferimento. Quest'ultima viene ottenuta tramite la seguente relazione, definita nelle Norme tecniche per le costruzioni 2018 nella clausola 3.3.2:

$$v_r = v_b \cdot c_r$$

In cui v_b è la velocità alla base, dipendente dalla posizione della struttura e dalla sua altezza sul livello del mare e c_r è il coefficiente di ritorno, dipendente dal periodo di ritorno di progetto.

- *C* è il fattore di carico. Esso si ottiene tramite la seguente relazione:

$$C = C_e \cdot C_{f,x}$$

In cui C_e è il coefficiente di esposizione e $C_{f,x}$ è il coefficiente di forma dell'impalcato. Quest'ultimo si ricava per le seguenti configurazioni, ponte carico e ponte scarico, tramite la seguente Figura 56.



Figura 56: Valutazione coefficiente di forma dell'impalcato

- A_{ref} è l'area di riferimento dove agisce il carico dovuto al vento.

Nel caso in esame sono state definite le seguenti grandezze:

- velocità di riferimento $v_r = 25 m/s$;
- pressione cinetica di riferimento $q_r = 0.39 \ kN/m^2$;
- coefficiente di esposizione $C_e = 2,41;$
- coefficiente di forma $C_{f,x} = 1,88$ nella configurazione di impalcato scarico;
- coefficiente di forma $C_{f,x} = 2,04$ nella configurazione di impalcato carico;
- area di riferimento $A_{ref} = 5,79 m^2$ nella configurazione di impalcato scarico per ogni metro di lunghezza dell'impalcato. Essa è ottenuta considerando una barriera di altezza 1 m;
- area di riferimento $A_{ref} = 7,79 m^2$ nella configurazione di impalcato scarico per ogni metro di lunghezza dell'impalcato. Essa è ottenuta considerando un veicolo con ingombri di altezza 3 m;
- azione del vento $F_w = 10,23 \ kN/m$ per unità di lunghezza nella configurazione di impalcato scarico;
- azione del vento $F_w = 14,94 \ kN/m$ per unità di lunghezza nella configurazione di impalcato carico.

2.5.5 Cedimenti vincolari

I cedimenti vincolari sono stati ipotizzati tramite la seguente relazione:

$$d = \frac{L_1 + L_2}{2} \cdot \frac{1}{10000}$$

Dove:

- L_1 è la lunghezza della campata precedente il vincolo;
- L_2 è la lunghezza della campata seguente il vincolo.

I valori ottenuti dalla precedente relazione vengono arrotondati, come mostrato nella seguente Tabella 23.

Vincolo	Cedimento				
Spalla 1	10 mm				
Pila 1	15 mm				
Pila 2	15 mm				
Pila 3	15 mm				
Pila 4	15 mm				
Pila 5	20 mm				
Pila 6	20 mm				
Pila 7	15 mm				
Pila 8	15 mm				
Pila 9	15 mm				
Spalla 2	10 mm				

Tabella 23: Cedimenti vincolari

2.5.6 Azioni verticali variabili da traffico

L'azione variabile verticale, dovuta al traffico, viene considerata attraverso schemi di carico definiti nelle Norme tecniche per le costruzioni 2018 nella clausola 5.1.3.3.3. Per il ponte in esame viene utilizzato lo schema di carico 1, il quale è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata con lato 0,4 metri e da carichi uniformemente distribuiti in ciascuna corsia, come mostrato nella seguente Figura 57.



Figura 57: Disposizione schema di carico 1

Questo schema è da assumere come riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

Ciascuna corsia è stata assunta di larghezza 3 metri. Nel caso in esame, anche se la larghezza della carreggiata varia da 10,5 metri a 14 metri, sono state considerate solamente tre corsie, essendo che i carichi concentrati

in tandem vengono posizionati solamente sulle prime tre. Di conseguenza, la restante area è stata considerata come area rimanente, che è soggetta allo stesso carico distribuito nel caso in qui fosse stata considerata la quarta corsia, come definito nella seguente Tabella 24.

Posizione	Carico asse Q _{ik} [kN]	q _{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Tabella 24: Valutazione carichi in ciascuna corsia

L'analisi del ponte è stata effettuata utilizzando due differenti configurazioni di carico.

La configurazione di carico 1 prevede il posizionamento delle tre corsie convenzionali lungo un estremo della carreggiata, come mostrato nella seguente Figura 58.



Figura 58: Configurazione di carico 1

Questa configurazione di carico consente di massimizzare le sollecitazioni della trave principale posta sotto le tre corsie.

La configurazione di carico 2, invece, prevede il posizionamento delle 3 corsie convenzionali al centro della carreggiata, come mostrato nella seguente Figura 59.



Figura 59: Configurazione di carico 2

Questa configurazione di carico consente di massimizzare le sollecitazioni sulla trave di spina e di conseguente sui diagonali.

Il posizionamento dei carichi concentrati in tandem viene effettuato in modo automatico dal software Midas Civil tramite l'analisi "Moving Load". Questa analisi permette di ricavare le sollecitazioni massime e minime in ogni punto, ricercando in modo automatico la posizione dei carichi concentrati, tramite la teoria delle linee di influenza. Nelle seguenti Figure sono mostrati gli inviluppo del momento flettente e del taglio verticale dovuti al carico da traffico.



Figura 60: Andamento momento flettente dovuto alle azioni verticali del traffico



Figura 61: Andamento taglio verticale dovuto alle azioni verticali del traffico

Infine, la verifica a fatica a danneggiamento dei connettori a taglio viene effettuata facendo riferimento al modello di carico a fatica 3, transitante sulla sola corsia convenzionale 1, come mostrato nella seguente Figura 62.



Figura 62: Configurazione di carico per verifica a fatica a danneggiamento

Il modello di carico a fatica 3 corrisponde ad un veicolo simmetrico a quattro assi, dove ciascuno di essi ha una risultante verticale pari 120 kN. Il modello di carico viene mostrato nella seguente Figura 63.



Figura 63: Modello di carico a fatica 3

2.5.7 Azioni longitudinale di frenamento

L'azione longitudinale di frenamento q_{fren} si ricava tramite la seguente relazione, come definito nelle Norme tecniche per le costruzioni 2018 nella clausola 5.1.3.5:

$$q_{fren} = 0.6 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0.1 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L$$

Dove:

- Q_{1k} è il carico verticale dell'asse del tandem della prima corsia, pari a 300 kN;
- q_{1k} è il carico verticale distribuito lungo la corsia convenzionale 1, pari a $9 kN/m^2$;
- w_1 è la larghezza della corsia convenzionale 1;
- *L* è la lunghezza dell'impalcato.

Tuttavia sono presenti delle limitazioni massime e minime dell'azione longitudinale di frenamento q_{fren} , come definito dalla seguente relazione:

$$180 \ kN \le q_{fren} \le 900 \ kN$$

Nel caso in esame, essendo notevole la lunghezza dell'impalcato, la prima relazione porta ad una forza orizzontale pari a 2200 kN. Per questa ragione si assumerà un valore pari a 900 kN. Esso verrà distribuito lungo l'intera lunghezza, ottenendo un carico distribuito di intensità pari a 1,32 kN/m.

2.5.8 Combinazioni di carico

Le sollecitazioni utilizzate in ciascuna verifica sono ottenute tramite le seguenti combinazioni delle azioni, definite nelle Norme tecniche per le costruzioni 2018 nella clausola 2.5.3:

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

 $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \ldots +$

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

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

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

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

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

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

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E: $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots +$

I coefficienti parziali di sicurezza per la combinazione fondamentale si ricavano dalla seguente Tabella 25. Tabella 25: Coefficienti parziali combinazione fondamentale

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g ₁ e g ₃	favorevoli sfavorevoli	γ _{G1} e γ _{G3}	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g ₂	favorevoli sfavorevoli	YG2	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	ŶQ	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Azioni variabili	favorevoli sfavorevoli	ŶQi	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecita- zioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90 1,00 ⁽³⁾	1,00 1,00 ⁽⁴⁾	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	Υε2 [,] Υε3 [,] Υε4	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00

Mentre, i coefficienti per le azioni variabili si ricavano tramite la seguente Tabella 26.

Tabella 26: Coefficienti azioni variabili

Azioni	Gruppo di azioni	Coefficiente	Coefficiente	Coefficiente ψ_2
	(Tab. 5.1.IV)	ψ_0 di combi-	ψ_1 (valori	(valori quasi
		nazione	frequenti)	permanenti)
	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti	0,40	0,40	0,0
Azioni da	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
(Tab. 5.1.IV)	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)		0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
Vento	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Inoltre, l'azione del traffico viene ottenuta tramite gruppi di azioni, i quali sono ricavati dalla combinazione del carico verticale e di quello orizzontale, come mostrato nella seguente Tabella 27.

		Carich	i sulla superfici		Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili	
	Carichi verticali			Carichi	orizzontali	Carichi verticali
Gruppo di azioni	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli spe- ciali	Folla (Sche- ma di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore carat- teristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5KN/m²
2a	Valore fre- quente			Valore carat- teristico		
2ъ	Valore fre- quente				Valore caratteri- stico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore carat- teristico 5,0KN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m²
5 (***)	Da definirsi per il singo- lo progetto	Valore carat- teristico o nominale				
(*) Ponti pec (**) Da cons (***) Da cons	lonali iderare solo se ri siderare solo se :	ichiesto dal part si considerano v	icolare progetto eicoli speciali	(ad es. ponti in :	zona urbana)	

Tabella 27: Gruppi di azioni del carico dovuto al traffico

Nel caso in esame sono stati considerati solamente i gruppi di azioni 1 e 2a. Ciò è dovuto al fatto che il ponte ha andamento rettilineo e quindi non sono presenti azioni centrifughe.

L'azione variabile più gravosa è quella dovuta al traffico. Per questo motivo, la combinazione delle azioni viene effettuata considerando il traffico come carico fondamentale.

2.6 Verifica sezioni caratteristiche

In questo capitolo vengono effettuate le verifiche di due sezioni caratteristiche dell'impalcato: una situata nella mezzeria della campata più lunga e una situata in corrispondenza dell'appoggio intermedio della stessa campata. Per entrambe le sezioni verranno mostrati i calcoli di ciascuna verifica mediante l'ausilio di tabelle, le quali sono ottenute dal foglio di calcolo.

2.6.1 Sezione in mezzeria

La sezione di mezzeria della campata 6, di luce 100 metri, presenta le caratteristiche geometriche mostrate nelle seguenti Tabelle.

Dimensioni Ge	Jimensioni Geometriche Trave Metallica													
Base Flangia Superiore 1	Spessore Flangia Superiore 1	Base Flangia Superiore 2	Spessore Flangia Superiore 2	Spessore Anima	Altezza Anima	Base Flangia Inferiore 1	Spessore Flangia Inferiore 1	Base Flangia Inferiore 2	Spessore Flangia Inferiore 2	Altezza Trave				
b _{s1}	t _{s1}	b _{s2}	t _{s2}	t _w	h _w	b _{i1}	t _{i1}	b _{iz}	t _{i2}	h _{trave}				
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm				
0	0	750	60	14	3470	0	0	1000	70	3600				

Tabella 28: Dimensioni geometriche trave metallica sezione mezzeria

Dimensioni (Dimensioni Geometriche Soletta												
Larghezza Effettiva Soletta	Altezza Effettiva Soletta	Altezza Predalles	Copriferro Superiore	Copriferro Inferiore	Armatura Superiore	Armatura Inferiore							
b _{eff}	h _c	H _{pred}	C _{sup}	C _{inf}	A' _s	As							
mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm²							
5560	240	60	60	70	14760	14760							

Dalle dimensioni geometriche dei singoli elementi sono ricavate le proprietà geometriche della sezione composta in diverse configurazioni, come mostrato nelle seguenti Tabelle.

Tabella 30: Proprietà geometriche trave metallica sezione mezzeria

Proprieta Geometriche Trave Metallica						
Area Sezione Profilo Posizione Baricentro Momento Inerzia dall'intradosso Baricentrico						
Aa	Z _{G,a}	la				
mm²	mm	mm⁴				
163580	1533,11	3,96184E+11				

Tabella 31: Proprietà geometriche sezione composta non fessurata con armatura sezione mezzeria

Proprieta Geometriche Sezione Composta Non Fessurata con Armatura								
Area Sezione Composta (Omog all'acciaio)	Area Sezione Composta (Omog all'acciaio) Posizione Baricentro Momento Inerzia dall'intradosso Baricentrico							
Ac	Z _{G,C}	I _c						
mm ²	mm	mm⁴						
404988,2	2872,8	8,89827E+11						

Tabella 32: Proprietà geometriche sezione composta non fessurata senza armatura sezione mezzeria

Proprieta Geometriche Sezione Composta Non Fessurata senza Armatura						
Area Sezione Composta (Omog all'acciaio)	Posizione Baricentro dall'intradosso	Momento Inerzia Baricentrico				
Ac	Z _{G,C}	l _c				
mm ²	mm	mm⁴				
375468,5	2801,1	8,63244E+11				

Proprieta Geometriche Sezione Composta Fessurata					
Area Sezione Composta Posizione Baricentro Momento Inerzia dall'intradosso Baricentrico					
A _c	Z _{G,C}	l _c			
mm ²	mm	mm⁴			
193099,6612	1877,4	5,23083E+11			

Tabella 33: Proprietà geometriche sezione composta fessurata senza sezione mezzeria

Nei successivi sottocapitoli, con l'ausilio dei dati appena introdotti, sono mostrate tutte le verifiche specificate precedentemente.

2.6.1.1 Verifica a flessione

La sezione in esame è soggetta esclusivamente ad un momento flettente positivo (sagging moment) in ciascuna delle sue fasi costruttive, come mostrato nella seguente Tabella 34.

Tabella 34: Sollecitazioni momento flettente sezione mezzeria

Sollecitazioni Sagging Moment						
Momento	Momento	Momento				
Agente Sez.	Agente Sez.	Agente				
Acciaio	Composta	Totale				
M _{a,ed}	M _{c,ed}	M _{ed}				
KN∙m	KN∙m	KN∙m				
30439,87	61961,11	92400,98				

Per eseguire la verifica, in primo luogo, è necessario valutare la classe della sezione. Quest'ultima si ottiene attraverso la valutazione della configurazione plastica ed elastica della sezione.

La configurazione plastica si ricava in funzione della reazione di ciascun elemento che compone la sezione. Essa viene mostrata nella seguente Tabella 35 e nella successiva Figura 64.

Configurazione	Plastica Sagging I	Moment						
Reazione Soletta	Reazione Flangia Superiore 1	Reazione Flangia Superiore 2	Reazione Anima	Reazione Flangia Inferiore 1	Reazione Flangia Inferiore 2	Posizione ANP	Distanza ANP da Estradosso	Coefficiente Compressione Anima
R _{cls}	R _{fs1}	R _{fs2}	R _w	R _{fi1}	R _{fi2}		x _{pl}	α
N	N	N	N	N	N		mm	
24197120	0	15075000	17245900	0	23450000	ANP taglia anima	503,2	0,041

Tabella 35: Configurazione plastica sezione mezzeria



Figura 64: Configurazione plastica sezione mezzeria

La configurazione elastica, invece, viene ricavata utilizzando la sezione composta non fessurata con armatura e ciò avviene perché la sezione è soggetta a sagging moment. Essa viene mostrata nella seguente Tabella 36 e nella successiva Figura 65.

Configurazione Elastica Sagging Moment								
Tonsiono Estromo	Tonsiono Estromo	Tonsiono Estromo	Tonciono Estromo	Tonsiono Estromo	Tonciono Estromo	Tensione	Tensione	Rapporto
Superiore Drefile	Inforioro Drofilo	Superiore Anima	Inforioro Anima	Superiore Selette	Inforioro Solotto	Armatura	Armatura	Tensioni
Superiore Profilio	Interiore Profilio	Superiore Anima	Interiore Anima	superiore soletta	interiore soletta	Superiore	Inferiore	Anima
σ _{sa}	σ _{ia}	σ _{swa}	σ _{iwa}	σ _{scis}	σ _{icls}	σ's	σ	ψ
N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	
-209,4	317,8	-200,7	307,6	-11,4	-8,7	-67,3	-59,7	-1,53

Tabella 36: Configurazione elastica sezione mezzeria





Figura 65: Configurazione elastica sezione mezzeria

A questo punto, è possibile effettuare la classificazione di ogni elemento compresso. In questa sezione risultano compresse la flangia superiore e l'anima. Nelle seguenti Tabelle è mostrata la classificazione di questi elementi.

Tabella 37: Classificazione flangia superiore sezione mezzeria

Classificazione Flangia Superiore Sagging Moment				
Elemento comp	resso?		SI	
Pioli dimension	?	SI		
Flangia compos	NO			
Dimensioni	mm			
Flemento	mm			
Lichiento	c/t	6,1		

Estremi Classi Flangia Superiore						
1 9·ε 7,5 soddisfatta						
2	10 ·ε	8,4	soddisfatta			
3	14-ε	11,7	soddisfatta			

Tabella 38: Classificazione anima sezione mezzeria

Classificazione Anima Sagging Moment						
Elemento co	Elemento compresso? SI					
Dimensioni	с	3470	mm			
	t	14	mm			
Elemento	c/t	247,9				

Estremi Classi Anima					
1	709,6	soddisfatta			
2	818,0	soddisfatta			
3	158,2	non soddisfatta			

Entrambi gli elementi compressi risultano di classe 1. Per questo motivo la sezione trasversale verrà classificata di classe 1.

Vengono ora valutati i momenti resistenti della sezione. Il momento resistente plastico si ricava sulla base della configurazione precedente. Mentre, il momento resistente elastico si ricava in funzione dello sfruttamento minore dei tre elementi che compongono la sezione. I risultati sono mostrati nella seguente Tabella 39.

Tabella 39: Momento resistente sezione mezzeria

Valutazione Resistenza Flessione							
Momento	Sfruttamento	Sfruttamento	Sfruttamonto	Momento			
Resistente	Estremo Profilo	Armatura	Siruttamento	Resistente			
Plastico	Inferiore	Superiore	Soletta	Elastico			
M _{pl,rd}	k _{ia}	k's	k _{cls}	M _{el,rd}			
KN∙m				KN∙m			
118271,5	1,09	5,81	1,60	97717,4			

Confrontando questi due valori con il momento agente, è possibile osservare come quest'ultimo sia minore persino del momento resistente elastico, avendo così un buon margine di sicurezza.

2.6.1.2 Verifica a taglio

La sezione è soggetta alle sollecitazioni mostrate nella seguente Tabella 40. Esse verranno utilizzate per effettuare la verifica.

Tabella 40: Sollecitazioni taglio sezione mezzeria

Sollecitazioni		
Momento	Momento	
Agente	Agente	Taglio Agente
Sagging	Hogging	
M _{ed}	M _{ed}	V _{ed}
KN∙m	KN∙m	KN
92400,98	0	1395,07

La verifica a taglio viene effettuata ricavando le due resistenze al taglio: resistenza plastica a taglio e resistenza all'instabilità al taglio.

La resistenza plastica al taglio si ottiene come mostrato nella seguente Tabella 41.

Tabella 41: Resistenza plastica al taglio sezione mezzeria

Resistenza Plastica al Taglio										
		Area di Taglio	Resistenza Plastica al Taglio							
Υмо	η	Av	V _{pl,Rd}							
		mm ²	KN							
1	1,2	58296	11948,3							

La resistenza all'instabilità al taglio è data dalla somma di due contributi: la resistenza dell'anima e la resistenza delle flange. Entrambi i contributi dipendono dalla configurazione geometrica della sezione, mostrata nella seguente Tabella 42.

Tabella 42: Configurazione geometrica sezione mezzeria

Configurazione Geometrica							
Appoggi Esterni Rigidi/Non Rigidi	Rigidi						
Irrigidimenti Trasversali intermedi?	SI						
Numero Irridigimenti Longitudinali	0						
Interasse Irrigidimenti Trasversali	4500	mm					

Si procede ora alla valutazione dei due contributi resistenti. La resistenza dell'anima si ricava come mostrato nella seguente Tabella 43.

Tabella 43: Resistenza dell'anima all'instabilità al taglio sezione mezzeria

Contributo Anima alla Resistenza Instabilità a Taglio											
			Coefficiente Instabilità Taglio minore Anima	Parametro Snellezza Anima	Fattore Contributo Anima	Resistenza Anima ad Instabilità a Taglio					
YM1	k _{τst}	α	kτ	λ _w	Χw	V _{bw,Rd}					
						KN					
1,1	0,00	1,30	7,72	2,93	0,377	3414,5					

La resistenza delle flange, invece, dipende dal valore del momento plastico resistente della sezione composta trascurando l'anima, mostrato nella seguente Tabella 44.

Tabella 44: Momento plastico resistenza trascurando anima sezione mezzeria

Valutazione Resistenza a Flessione Sezione Composta senza Anima Sagging Moment											
Postiono	Reazione	Reazione	Reazione	Reazione		Distanza AND da	Momento				
Soletta	Flangia	Flangia	Flangia	Flangia	Posizione ANP	Distanza Any ua	Resistente				
	Superiore 1	Superiore 2	Inferiore 1	Inferiore 2		ESUIdUUSSU	Plastico				
R _{cls}	R _{fs1}	R _{fs2}	R _{fi1}	R _{fi2}		x _{pl}	M _{f,rd}				
N	N	N	N	N		mm	KN·m				
24197120	0	15075000	0	23450000	ANP taglia flangia superiore 2	328,5	88202,7				

A questo punto, è possibile ricavare la resistenza delle flange all'instabilità al taglio, come mostrato nella seguente Tabella 45.

Contributo Flangia alla Resistenza Instabilità a Taglio Sagging Moment										
Momento	Momento	Condiziono	Distanza tra 2	Resistenza Flange						
Agente	Resistente	condizione	Cerniere	ad Instabilità a						
Totale	Plastico	souuisiatta	Plastiche	Taglio						
M _{ed}	M _{f,rd}		С	V _{bf,Rd}						
KN·m	KN∙m		mm	KN						
92400,98	88202,7	NO	1233,8	0,0						

Tabella 45: Resistenza delle flange all'instabilità al taglio sezione mezzeria

Successivamente, essendo il momento agente maggiore di quello plastico ottenuto trascurando l'anima, il contributo resistente delle flange sarà nullo.

La verifica a taglio risulta soddisfatta, come mostrato nella seguente Tabella 46.

Tabella 46: Verifica a taglio sezione mezzeria

Verifica a Taglio Sagging Moment									
Taglio Agente	Resistenza Plastica a Taglio	Resistenza ad Instabilità a Taglio	Verifica Soddisfatta?						
V _{ed}	V _{pl,Rd}	V _{b,Rd}							
KN	KN	KN	SI						
1395,07	11948,3	3414,5							

2.6.1.3 Interazione flessione-taglio

La sezione in esame risulta di classe 1 e per cui la verifica dell'interazione flessione-taglio viene effettuata con una riduzione del momento resistente plastico, solo nel caso in cui il taglio agente risulta maggiore della metà di quello resistente. Nel caso in esame, questa condizione non è soddisfatta. Per cui, non verrà effettuata alcuna riduzione del momento resistente plastico, come mostrato nella seguente Tabella 47.

Tabella 47:	Interazione	flessione-taglio	sezione	mezzeria
-------------	-------------	------------------	---------	----------

Interazione Sagging Moment Classe 1 o 2								
Condizione Soddisfatta	Taglio Limite Interazione?		Taglio Resistente	Riduzione Resistenza Anima				
	V _{ed,lim}		V _{Rd}	ρ				
	KN		KN					
SI	1707,2	NO	3414,5	0,03				

In conclusione, viene mostrata la verifica completa a flessione e a taglio e le efficienze di ciascuna verifica, attraverso la seguente Tabella 48.

Taballa 10.	Varifian	flassiana	~	teclie		marraria
Tapella 48:	verifica	nessione	е	tagno	sezione	mezzeria

Verifica Flessione-Taglio Sagging Moment											
Classe Flangia	Classe Anima	Classe Sezione	Momento Agente Totale	Momento Resistente Flastico	Momento Resistente Plastico	Momento Resistente	Efficienza Momento	Taglio Agente	Resistenza a Taglio	Efficienza Taglio	Interazione
			M _{ed}	M _{el,rd}	M _{pl,rd}	M _{rd}		V _{ed}	V _{rd}		
			KN∙m	KN∙m	KN∙m	KN∙m	%	KN	KN	%	
1	1	1	92401,0	97717,4	118271,5	118271,5	78,1	1395,1	3414,5	40,9	V

2.6.1.4 Verifica connettori a taglio

La connessione a taglio viene realizzata mediante l'utilizzo di pioli Nelson, aventi le dimensioni mostrate nella seguente Tabella 49.

Dimension	1 11010					
Diametro	Diametro	Altezza	Diametro	Altezza	Altezza	
Gambo	Testa	Testa	Cordone	Cordone	totale	
Piolo	Piolo	Piolo	Saldatura	Saldatura	Piolo	
d	d ₂	k	d₃	h		
mm mm		mm	mm	mm	mm	
19	31,7	10	24	9	125	

Tabella 49: Dimensioni piolo



Il piolo deve soddisfare diverse verifiche geometriche, le quali mostrate nella seguente Tabella 50.

Tabella 50: Verifica dimensioni piolo

Verifiche Dimensioni Piolo				
Rapporto h/d minimo	3		Coddicfatta	
Rapporto h/d	6,58		Soudisiatta	
Diametro minimo Testa Piolo [1,5 · d]	28,5	mm	Soddisfatta	
Altezza minima Testa Piolo [0,4 · d]	7,6	mm	Soddisfatta	
Spessore minimo Flangia [d / 1,5]	12,7	mm	Soddisfatta	
Diametro minimo Collare Saldatura [1,25 · d]	23,8	mm	Soddisfatta	
Altezza minima Collare Saldatura [0,15 · d]	2,9	mm	Soddisfatta	

A questo punto, viene effettuato il dimensionamento dei connettori a taglio tramite la verifica allo stato limite ultimo.

La resistenza del singolo piolo viene ricavata come mostrato nella seguente Tabella 51.

Tabella 51: Resistenza piolo SLU

Resistenza di Progetto SLU Singolo Piolo				
Resistenza Gambo Piolo a Taglio P _{rd1}	81,7	KN		
Fattore di riduzione α	1			
Resistenza Gambo Piolo a Taglio P _{rdz}	86,5	KN		
Resistenza Piolo P _{rd}	81,7	KN		

L'azione di taglio longitudinale viene ricavata tramite il metodo elastico, essendo questa sezione soggetta ad un momento agente minore del momento resistente elastico. Il taglio verticale agente viene depurato dal taglio dovuto al peso proprio dell'impalcato. La valutazione dell'azione di taglio longitudinale viene mostrata nella seguente Tabella 52.

Tabella 52: Taglio longitudinale SLU sezione mezzeria

Sollecitazione Taglio Longitudinale SLU							
Taglio Agente	Posizione Baricentro dall'intradosso	Momento Inerzia Baricentrico	Momento Statico Soletta	Taglio Longitudinale per Unità di Lunghezza			
V _{ed}	Z _{G,C}	l _e	Q _s	V _{L,Ed}			
KN	mm	mm ⁴	mm³	KN/m			
1282,59	2801,1	8,63244E+11	213340222	317,0			

Il dimensionamento della connessione a taglio viene mostrato nella seguente Tabella 53.

Resistenza Taglio Longitudinale SLU						
Resistenza Singolo Piolo	Numero Pioli	Spaziatura Longitudinale	Resistenza Longitudinale per Unità di Lunghezza	Verifica Soddisfatta?	Efficienza Pioli SLU	
P _{rd}	N	S _c	V _{L,Rd}			
KN		mm	KN/m	Soddisfatta	%	
81,7	4	200	1633,1		19,4	

Tabella 53: Verifica connessione a taglio allo stato limite ultimo sezione mezzeria

In questo impalcato, viene assunta una spaziatura costante dei pioli lungo tutta la sua lunghezza. Per questa ragione, l'efficienza dei pioli nella sezione di mezzeria non sarà molto alta, essendo questa sezione soggetta ad un valore di taglio non elevato.

Avvenuto il dimensionamento della connessione a taglio, sono mostrate le dimensioni geometriche della sezione trasversale nella seguente Tabella 54.

Гаbella	a 54:	Geometria	connessione	а	taglio
		oconictina	conneggione	ч.	L agino

Geometria Sezione Trasversale		
Larghezza Flangia Superiore Esterna	750	mm
Spaziatura Trasversale s _t	150	mm
Distanza Estremo Flangia Sup - Fila Esterna Pioli e _d	140,5	mm
Lunghezza Gambo Piolo interno alla Soletta	45,0	mm

Dopo aver dimensionato sia longitudinalmente, sia trasversalmente, la connessione a taglio, vengono effettuate le ultime verifiche geometriche, mostrate nella seguente Tabella 55.

Tabella 55: Verifiche geometriche connessione a taglio

Verifiche Spaziatura Pioli			
Spaziatura Longitudinale minima [5 · d]	95,0	mm	Soddisfatta
Spaziatura Trasversale minima [2,5 · d]	47,5	mm	Soddisfatta
Spaziatura Longitudinale massima [min(4·h _c ;800 mm)]	800,0	mm	Soddisfatta

Verifiche Geometriche Sezione Trasversale			
Distanza e _d minima	25	mm	Soddisfatta
Lunghezza Gambo Piolo interno alla Soletta minima	30	mm	Soddisfatta

Condizione Flangia Superiore Classe 1			
Spaziatura Longitudinale massima [22 · tf · ε]	1074,0	mm	Soddisfatta
Distanza e _d massima [9 · tf · ε]	439,4	mm	Soddisfatta

Si procede ora alla verifica della connessione a taglio allo stato limite di esercizio. Anche in questo caso, come per la verifica allo stato limite ultimo, si valuterà innanzitutto l'azione di taglio longitudinale, come mostrato nella seguente Tabella 56.

Tabella 56: Taglio longitudinale SLE sezione mezzeria

Sollecitazione Taglio Longitudinale SLE						
Taglio Agente	Posizione Baricentro dall'intradosso	Momento Inerzia Baricentrico	Momento Statico Soletta	Taglio Longitudinale per Unità di Lunghezza		
V _{ed}	Z _{G,C}	l _e	Q _s	V _{L,Ed}		
KN	mm	mm ⁴	mm³	KN/m		
951,78	2801,1	8,63244E+11	213340222	235,2		

Successivamente, viene effettuata la verifica della connessione a taglio allo stato limite di esercizio, come mostrato nella seguente Tabella 57.

Tabella 57: Verifica connessione a taglio allo stato limite di esercizio sezione mezzeria

	Resistenza Taglio Longitudinale SLE						
	Resistenza Singolo Piolo	Numero Pioli	Spaziatura Longitudinale	Resistenza Longitudinale per Unità di Lunghezza	Verifica Soddisfatta?	Efficienza Pioli SLE	
	P _{rd}	N	s _c	V _{L,Rd}			
	KN		mm	KN/m	Soddisfatta	%	
ſ	61,2	4	200	1224,8		19,2	

Infine, si procede alla verifica a fatica per danneggiamento della connessione a taglio. Essa viene effettuata utilizzando il modello di carico a fatica 3, che porta alle seguenti sollecitazioni mostrate in Tabella 58. Tabella 58: Taglio verticale dovuto al modello di carico a fatica 3 sezione mezzeria

Sollecitazioni Agenti					
Taglio Agente Massimo	Taglio Agente Minimo				
V _{ed,max}	V _{ed,min}				
KN	KN				
176,04	-171,48				

Le precedenti azioni taglianti verticali portano ad una tensione tangenziale del piolo, come mostrato nella seguente Tabella 59.

Tabella 59: Tensione tangenziale dovuta a fatica sezione mezzeria

Valutazione Intervallo Tensione sul Connettore Δτ					
	Intervallo Taglio	Intervallo Tensione			
Intervallo Taglio Verticale	Longitudinale	Agente su			
	Connettore	Connettore			
ΔV _{ed}	ΔV _{sd}	Δτ			
KN	KN	N/mm ²			
347,52	4,3	15,1			

La verifica a danneggiamento fa riferimento ad una curva tensione-numero di cicli S/N. Essa presenta le caratteristiche mostrate nella seguente Tabella 60.

Tabella 60: Curva S/N

Dati Curva S/N		
Massima Escursione Tensione Piolo	Numero di Cicli riferiti Massima Escursione	Pendenza S/N
Δτ _c		m
N/mm ²		
90	2000000	8

Inoltre, la verifica viene effettuata con l'utilizzo di coefficienti λ ottenuti in funzione di diversi dati. Essi sono mostrati nella seguente Tabella 61.

Tabella	61:	Dati	traffico	е	vita	utile
---------	-----	------	----------	---	------	-------

Dati Traffico e Vita Utile							
Peso Equivalente Traffico di Riferimento	Flusso Traffico di Riferimento	Peso Equivalente Traffico Lento	Flusso Traffico di Riferimento	Vita di Progetto Opera	Vita a Fatica di Riferimento		
Q ₀	No	Q _{m1}	N _{obs}	т	T _R		
KN		KN		Anni	Anni		
480	500000	480	2000000	100	100		

Questi ultimi portano a ricavare il fattore di danno equivalente, mostrato nella seguente Tabella 62.

Tabella 62: Fattore di danno equivalente

Valutazione Fattore di Danno Equivalente λ						
Fattore Posizione	Fattore Peso Traffico Lento	Fattore Vita Utile	Fattore Simultaneità Veicoli	Fattore di Danno Equivalente		
λ1	λ2	λ ₃	λ_4	λ		
1,55	1,19	1,00	1	1,84		

A questo punto, è possibile effettuare la verifica a danneggiamento, come mostrato nella seguente Tabella 63.

Tabella 63: Verifica a danneggiamento sezione mezzeria

Verifica a Danneggiamento					
			Verifica Soddisfatta?	Efficienza Pioli Fatica	
$\Delta \tau_{E2}$	$\gamma_{\text{Ff}}\cdot\Delta\tau_{\text{E2}}$	$\Delta \tau_c / \gamma_{Mf}$			
N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	SI	%	
27,9	27,9	90,0		31,0	

2.6.1.5 Verifica limitazione delle tensioni

La verifica a limitazione delle tensioni viene effettuata per due differenti combinazioni: la combinazione caratteristica e la combinazione guasi permanente.

Prima di procedere alle verifiche, sono mostrati i valori di resistenza di ciascun elemento attraverso la seguente Tabella 64.

Tabella 64: Resistenza elementi verifica limitazione tensioni sezione mezzeria

Resistenza Materiali Verifica Limitazione delle Tensioni								
Resistenza	Resistenza	Resistenza	Resistenza	Resistenza	Resistenza			
Calcestruzzo	Calcestruzzo	Acciaio	Acciaio Flangia	Acciaio Flangia	Acciaio			
Q-Perm	Rara	Armatura Rara	Sup Rara	Inf Rara	Anima Rara			
0,45 · f _{ck}	0,6 · f _{ck}	0,8 · f _{sk}	f _{yk}	f _{yk}	f _{yk}			
N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²			
14,4	19,2	360	335	335	205			

Partendo dalla combinazione caratteristica, vengono innanzitutto mostrate le sollecitazioni agenti tramite la seguente Tabella 65.

Tabella 65: Momento flettente combinazione caratteristica sezione mezzeria

Sollecitazioni Sagging Combinazione Caratteristica				
Momento Agente Sez. Acciaio	Momento Agente Sez. Composta			
M _{a,ed}	M _{c,ed}			
KN·m	KN∙m			
22548,05	38026,12			

Queste sollecitazioni portano allo stato tensionale mostrato nella seguente Tabella 66 e Figura 66. Tabella 66: Stato tensionale combinazione caratteristica sezione mezzeria

Stato Tensionale Sagging Moment Combinazione Caratteristica							
Tensione Estremo Superiore Profilo	Tensione Estremo Inferiore Profilo	Tensione Estremo Superiore Soletta	Tensione Estremo Inferiore Soletta	Tensione Armatura Superiore	Tensione Armatura Inferiore		
σ _{sa}	σ _{ia}	σ_{scls}	σ _{icls}	σ's	σ		
N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²		
-148,7	210,0	-7,0	-5,3	-41,3	-36,6		





Figura 66: Stato tensionale combinazione caratteristica sezione mezzeria

La verifica a limitazione delle tensioni riferita alla combinazione caratteristica viene mostrata nella seguente Tabella 67.

Verifica Limitazione Tensioni Sagging Moment Combinazione Caratteristica					
Tensione	Verifica				
Tensione Estremo Superiore Profilo	σ _{sa}	-148,7	N/mm ²		
Tensione Limite Estremo Sup Profilo	f _{yk}	335,0	N/mm ²	Verifica Soddisfatta	
Efficienza Tensione Estremo Sup Profilo		44,4	%		
Tensione Estremo Inferiore Profilo	σ _{ia}	210,0	N/mm ²		
Tensione Limite Estremo Inf Profilo	f _{yk}	335,0	N/mm ²	Verifica Soddisfatta	
Efficienza Tensione Estremo Inf Profilo		62,7	%		
Tensione Estremo Superiore Soletta	σ_{scls}	-7,0	N/mm ²		
Tensione Limite Estremo Sup Soletta	0,6 · f _{ck}	19,2	N/mm ²	Verifica Soddisfatta	
Efficienza Tensione Estremo Sup Soletta		36,3	%		
Tensione Armatura Superiore	σ's	-41,3	N/mm ²		
Tensione Limite Armatura Sup	0,8 · f _{sk}	360	N/mm ²	Verifica Soddisfatta	
Efficienza Tensione Armatura Sup		11,5	%		

Tabella 67: Verifica limitazione delle tensioni combinazione caratteristica sezione mezzeria

Passando alla verifica delle tensioni tangenziali, vengono mostrate le sollecitazioni agenti attraverso la seguente Tabella 68.

Tabella 68: Taglio e torsione combinazione caratteristica sezione mezzeria

Taglio-Torsione Combinazione Caratteristica				
Taglio Agente	Torsione Agente			
V _{ed}	T _{ed}			
KN	KN∙m			
1035,1	9,71			

Queste sollecitazioni portano alle seguenti tensioni tangenziali, mostrate in Tabella 69.

Tabella 69: Stato tensionale taglio-torsione sezione mezzeria

Stato Tensionale Taglio-Torsione						
Tensione Anima dovuta al Taglio	Inerzia Torsionale	Inerzia Torsionale	Momento Torcente Anima	Tensione Anima dovuta al Momento Torcente		
τ _{v,Ed}	Jt	J _{tw}	T _{Ed,w}	τ _{τ,Ed}		
N/mm ²	mm ⁴	mm⁴	KN∙m	N/mm ²		
21,3	4,248E+09	3173893	0,01	0,03		

La verifica a limitazione delle tensioni, riferita alle tensioni tangenziali e alla combinazione di queste ultime con quelle normali, viene mostrata nella seguente Tabella 70.

Tabella 70: Verifica limitazione delle tensioni tangenziali combinazione caratteristica sezione

mezzeria

Verifica Limitazione Tensioni Taglio-Torsione Combinazione Caratteristica						
Tensione	Verifica					
Tensione Anima	τ _{ed}	21,3	N/mm ²			
Tensione Limite Anima	τ_{Rd}	205,0	N/mm ²	Verifica Soddisfatta		
Efficienza Tensione Anima		10,4	%			

Verifica Limitazione Tensioni Combinata Sagging Moment Combinazione Caratteristica							
Tensione	Verifica						
Tensione Combinata Estremo Superiore Profilo	N/mm ²	Varifias Caddicfatta					
Efficienza Tensione Combinata Estremo Sup Profilo		44,4	%	vernica soddisiatta			
Tensione Combinata Estremo Inferiore Profilo	$\sigma_{\rm com,ia}$	210,0	N/mm ²	Vorifica Soddisfatta			
Efficienza Tensione Combinata Estremo Inf Profilo		62,7	%	vernica soudistatta			

Mentre, passando alla combinazione quasi permanente, sono mostrate le sollecitazioni agenti nella seguente Tabella 71.

ollecitazioni Sagging Combinazione Q-Perm.					
Momento Agente Sez. Acciaio	Momento Agente Sez. Composta				
M _{a,ed}	M _{c,ed}				
KN∙m	KN∙m				
22548,05	9963,81				

Tabella 71: Momento flettente combinazione quasi permanente sezione mezzeria

Queste sollecitazioni portano allo stato tensionale mostrato nella seguente Tabella 72 e Figura 67.

Tabella 72: Stato tensionale combinazione quasi permanente sezione mezzeria

Stato Tensionale Sagging Moment Combinazione Q-Perm									
Tensione Estremo Superiore Profilo	Tensione Estremo Inferiore Profilo	Tensione Estremo Superiore Soletta	Tensione Estremo Inferiore Soletta	Tensione Armatura Superiore	Tensione Armatura Inferiore				
σ _{sa}	σ _{ia}	σ _{scis}	σ _{icls}	σ's	σs				
N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²				
-125,8	119,4	-1,8	-1,4	-10,8	-9,6				



Figura 67: Stato tensionale combinazione quasi permanente sezione mezzeria

La verifica a limitazione delle tensioni riferita alla combinazione quasi permanente viene mostrata nella seguente Tabella 73.

Tabella 73: Verifica limitazione delle tensioni combinazione caratteristica sezione mezzeria

Verifica Limitazione Tensioni Sagging Moment Combinazione Q-Permanente							
Tensione	Verifica						
Tensione Estremo Superiore Soletta	σ_{scls}	-1,8	N/mm ²				
Tensione Limite Estremo Sup Soletta	0,45 · f _{ck}	14,4	N/mm ²	Verifica Soddisfatta			
Efficienza Tensione Estremo Superiore Soletta		12,7	%				

2.6.1.6 Verifica fessurazione

La verifica a fessurazione si divide in due verifiche differenti: la valutazione dell'armatura minima e la verifica a fessurazione a carico diretto.

La valutazione dell'armatura minima dipende da diversi dati, mostrati nella seguente Tabella 74.

Tabella 74: Dati armatura minima

Dati Valutazione Armatura Minima							
Resistenza media a trazione Cls	Apertura Massima della Fessura	Diametro Barre	Spaziatura Barre				
f _{ctm}	W _{max}	ф	S				
N/mm ²	mm	mm	mm				
3,02	0,3	26	200				

Da quest'ultimi e attraverso l'utilizzo di tabelle, è possibile valutare l'armatura minima della soletta, come mostrato nella seguente Tabella 75.

Valutazione Armatura Minima									
		Distanza Baricentro Soletta-Baricentro Sez. Comp. Non Fess.		Resistenza a Trazione Effettiva Cls	Area Zona Tesa prima della Fessurazione	Massima Tensione Armatura dopo la Fessurazione	Armatura Minima		
k _s	k	Z ₀	k _c	f _{ct,eff}	A _{ct}	σ	A _{s,min}		
		mm		N/mm ²	mm²	N/mm ²	mm ²		
0,9	0,8	978,9	1,00	3,02	1334400	200	14525,9		

Tabella 75: Valutazione armatura minima sezione mezzeria

A questo punto, viene effettuata la verifica dell'armatura minima all'interno della soletta, come mostrato nella seguente Tabella 76.

Tabella 76: Verifica armatura minima sezione mezzeria

Verifica Armatura Minima						
Armatura Totale Soletta	A _{s,tot}	29520	mm²	Verifica Soddisfatta		
Armatura Superiore Soletta	A's	14760	mm²	Verifica Soddisfatta		

Si procede ora alla verifica a fessurazione a carico diretto, nella quale viene innanzitutto valutata la tensione totale sull'armatura, come mostrato nella seguente Tabella 77.

Tabella 77: Tensione a	rmatura sezione	mezzeria
------------------------	-----------------	----------

Valutazione Tensione Armatura							
Tensione Armatura	Dementuale		Incremento Tensione	Tensione			
Combinazione	Percentuale		Armatura dovuto a	Totale			
Quasi-Permanente	Armatura		Tension Stiffening	Armatura			
σ _{s,0}	ρs	α _{st}	Δσs	σs			
N/mm ²			N/mm ²	N/mm ²			
0,0	0,022	1,56	35,1	35,1			

In questo caso, essendo la sezione di mezzeria, il momento agente negativo è nullo e sarò solamente presente una tensione dovuta al tension stiffening.

A questo punto, vengono valutate la spaziatura massima e il diametro massimo dell'armatura tramite l'ausilio di tabelle. Esse dipenderanno dall'apertura massima della fessura e dalla tensione agente sull'armatura. Nella seguente Tabella 78 sono mostrati i risultati.

Tabella 78: Verifica a fessurazione a carico diretto sezione mezzeria

Verifica Fessurazione dovuta a Carico Diretto							
Diametro Massimo Barre ϕ_{max} 32 mm Verifica Soddisfatta							
Spaziatura Massima Barre	Smax	300	mm	Verifica Soddisfatta			

2.6.2 Sezione sull'appoggio

La sezione sull'appoggio, che è posizionato tra la campata 5, di luce 80 metri, e la campata 6, di luce 100 metri, presenta le caratteristiche geometriche mostrate nelle seguenti Tabelle.

Tabella 79: Dimensioni geometriche trave metallica sezione appoggio

Dimensioni Geo	Imensioni Geometriche Trave Metallica									
Base Flangia Superiore 1	Spessore Flangia Superiore 1	Base Flangia Superiore 2	Spessore Flangia Superiore 2	Spessore Anima	Altezza Anima	Base Flangia Inferiore 1	Spessore Flangia Inferiore 1	Base Flangia Inferiore 2	Spessore Flangia Inferiore 2	Altezza Trave
b _{s1}	t _{s1}	b _{s2}	t _{s2}	t _w	h _w	b _{i1}	t _{i1}	b _{i2}	t _{i2}	h _{trave}
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
0	0	750	80	30	4840	0	0	1200	80	5000

Tabella 80: Dimensioni geometriche soletta sezione appo	oggio
---	-------

Dimensioni Geometriche Soletta							
Larghezza Effettiva Soletta	Altezza Effettiva Soletta	Altezza Predalles	Copriferro Superiore	Copriferro Inferiore	Armatura Superiore	Armatura Inferiore	
b _{eff}	h _c	H _{pred}	C _{sup}	Cinf	A's	As	
mm	mm	mm	mm	mm	mm²	mm²	
5560	240	60	60	70	14760	14760	
Dalle dimensioni geometriche dei singoli elementi sono ricavate le proprietà geometriche della sezione composta in diverse configurazioni, come mostrato nelle seguenti Tabelle.

Proprieta Geometriche Trave Metallica					
Area Sezione Profilo	Sezione Profilo Posizione Baricentro Momento Inerz dall'intradosso Baricentrico				
Aa	Z _{G,a}	la			
mm ²	mm	mm⁴			
301200	2205,98	1,20154E+12			

Tabella 81: Proprietà geometriche trave metallica sezione appoggio

Tabella 82: Proprietà geometriche sezione composta non fessurata con armatura sezione appoggio

Proprieta Geometriche Sezione (roprieta Geometriche Sezione Composta Non Fessurata con Armatura					
Area Sezione Composta (Omog all'acciaio)	omposta Posizione Baricentro Momento Inerzia ciaio) dall'intradosso Baricentrico					
A _c	Z _{G,C}	l _c				
mm²	mm	mm⁴				
542608,2	3529,4	2,38839E+12				

Tabella 83: Proprietà geometriche sezione composta non fessurata senza armatura sezione appoggio

Proprieta Geometriche Sezione Composta Non Fessurata senza Armatura					
Area Sezione Composta Posizione Baricentro Momento Inerz (Omog all'acciaio) dall'intradosso Baricentrico					
A _c	Z _{G,C}	l _c			
mm ²	mm	mm ⁴			
513088,5	3434,1	2,30273E+12			

Tabella 84: Proprietà geometriche sezione composta fessurata senza sezione appoggio

Proprieta Geometriche Sezione Composta Fessurata					
Area Sezione Composta	Area Sezione Composta Posizione Baricentro Momento Iner dall'intradosso Baricentrico				
A _c	Z _{G,C}	l _c			
mm ²	mm	mm⁴			
330719,6612	2471,9	1,44022E+12			

Nei successivi sottocapitoli, con l'ausilio dei dati appena introdotti, sono mostrate tutte le verifiche specificate precedentemente.

2.6.2.1 Verifica a flessione

La sezione in esame è soggetta esclusivamente ad un momento flettente negativo (hogging moment) in ciascuna delle sue fasi costruttive, come mostrato nella seguente Tabella 85.

Tabella 85: Sollecitazioni momento flettente sezione appoggio

Sollecitazioni Hogging Moment					
Momento	Momento	Momento			
Agente Sez.	Agente Sez.	Agente			
Acciaio	Composta	Totale			
M _{a,ed}	M _{c,ed}	M _{ed}			
KN•m	KN∙m	KN∙m			
-77103,20	-81941,49	-159044,69			

Per eseguire la verifica, in primo luogo, è necessario valutare la classe della sezione. Quest'ultima si ottiene attraverso la valutazione della configurazione plastica ed elastica della sezione.

La configurazione plastica si ricava in funzione della reazione di ciascun elemento che compone la sezione. Essa viene mostrata nella seguente Tabella 86 e nella successiva Figura 68.

Configurazion	Configurazione Plastica Hogging Moment							
Reazione Armatura	Reazione Flangia Superiore 1	Reazione Flangia Superiore 2	Reazione Anima	Reazione Flangia Inferiore 1	Reazione Flangia Inferiore 2	Posizione ANP	Distanza ANP da Intradosso	Coefficiente Compressione Anima
Rarm	R _{fs1}	R _{fs2}	Rw	R _{fi1}	R _{fi2}		x _{pl}	α
N	N	N	N	N	N		mm	
11551172	0	20100000	51546000	0	32160000	ANP taglia anima	2476,1	0,50





Figura 68: Configurazione plastica sezione appoggio

La configurazione elastica, invece, viene ricavata utilizzando la sezione composta fessurata con armatura, poiché la sezione è soggetta a hogging moment. Essa viene mostrata nella seguente Tabella 87 e nella successiva Figura 69.



Configurazione Elastica Hogging Moment						
Tensione Estremo Superiore Profilo	Tensione Estremo Inferiore Profilo	Tensione Estremo Superiore Anima	Tensione Estremo Inferiore Anima	Tensione Armatura Superiore	Tensione Armatura Inferiore	Rapporto Tensioni Anima
σ _{sa}	σ _{ia}	σ _{swa}	σ _{iwa}	σ's	σs	ψ
N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	
323,1	-282,2	313,4	-272,5	157,5	151,2	-1,15



A questo punto, è possibile effettuare la classificazione di ogni elemento compresso. In questa sezione risultano compresse la flangia inferiore e l'anima. Nelle seguenti Tabelle è mostrata la classificazione di questi elementi.

Classificazione Flangia Inferiore Hogging Moment						
Elemento co	Elemento compresso? SI					
Flangia comp	NO					
Dimonsioni	с	585	mm			
Dimension	t	80	mm			
Elemento	c/t	7.3				

Tabella 88: Classi	ficazione flangia	inferiore	sezione	appoggio
--------------------	-------------------	-----------	---------	----------

Estremi Classi Flangia Inferiore					
1	9 ∙ε	7,5	soddisfatta		
2	10-ε	8,4	soddisfatta		
3	14·ε	11,7	soddisfatta		

Tabella 89: Classificazione anima sezione appoggio

Classificazione Anima Hogging Moment					
Elemento co	SI				
Dimensioni - Elemento -	с	4840	mm		
	t	30	mm		
	c/t	161,3			

Estremi Classi Anima				
1	59,2	non soddisfatta		
2	68,2	non soddisfatta		
3	116,3	non soddisfatta		

La flangia inferiore risulta di classe 1 e l'anima di classe 4. Per questo motivo la sezione trasversale verrà classificata di classe 4 e sarà necessario valutare la sezione efficace attraverso un calcolo iterativo. Quest'ultimo terminerà quando la differenza tra l'altezza del foro tra due iterazioni è minore di 1 mm, in modo da ottenere sezioni trasversali simili. Il calcolo iterativo viene mostrato nella seguente Tabella 90. Tabella 90: Valutazione sezione efficace di classe 4 sezione appoggio

Valutazione Sezione Efficace di Classe 4 in Hogging Moment Sezione Parzializzata													
	Stato Tensionale Iniziale				Valutazione Foro								
	Tensione	Tensione	Rapporto	Eattora di	Snellezza		Valutazione	Anima	Anima	Anima	Anima	Anima	Altorra
	Estremo	Estremo Inf	Tensioni	Fattore ui	rattore di della	Pattore ur	Sezione	Annina	Annia	Effettiva	Effettiva	Effettiva	Foro
	Sup Anima	Anima	Anima	instabilita	Piastra	Riduzione	Efficace?	resa	resa Compressa	Compressa	Comp. Inf	Comp. Sup	FOIO
	σ _{swa}	σ _{iwa}	ψ	kσ	λ _ρ	ρ		b _t	b _c	b _{eff}	b _{e1}	b _{e2}	h _{foro}
	N/mm ²	N/mm ²						mm	mm	mm	mm	mm	mm
1 Iterazione	313,4	-272,5	-1,15	27,6	1,328	0,695	SI	2589,1	2250,9	1565,3	626,1	939,2	685,7
2 Iterazione	311,3	-291,6	-1,07	25,6	1,381	0,668	SI	2499,3	2340,7	1564,7	625,9	938,8	776,0
3 Iterazione	310,9	-293,3	-1,06	25,4	1,386	0,666	SI	2490,2	2349,8	1564,7	625,9	938,8	785,2
4 Iterazione	310.8	-293.5	-1.06	25.4	1.387	0,666	SI	2489.3	2350.7	1564.7	625.9	938.8	786.1

Sono valutate ora le nuove proprietà della sezione efficace, tramite la seguente Tabella 91.

Tabella 91: Proprietà geometriche sezione efficace sezione appoggio

Proprieta Geometriche Trave Metallica Sezione Efficace					
Area Sezione Profilo	Posizione Baricentro dall'intradosso	Momento Inerzia Baricentrico			
Aa	Z _{G,a}	la			
mm ²	mm	mm⁴			
277617,5	2300,02	1,16897E+12			

Proprieta Geometriche Sezione Composta Fessurata Sezione Efficace					
Area Sezione Composta	Posizione Baricentro dall'intradosso	Momento Inerzia Baricentrico			
A _c	Z _{G,C}	l _c			
mm²	mm	mm⁴			
307137,2	2577,3	1,39114E+12			

Queste ultime permettono la valutazione del nuovo stato tensionale, mostrato nella seguente Tabella 92 e nella successiva Figura 70.

Tabella 92: Stato tensionale sezione efficace di classe 4 sezione appoggio

Stato Tensionale Sezione Efficace di Classe 4 in Hogging Moment							
Tensione Estremo Superiore Profilo	Tensione Estremo Inferiore Profilo	Tensione Armatura Superiore	Tensione Armatura Inferiore	Tensione Estremo Superiore Foro	Tensione Estremo Inferiore Foro		
σ _{sa}	σ _{ia}	σ's	σ	σ_{sfa}	σ_{ifa}		
N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²		
320,8	-303,5	156,8	150,4	-117,2	-215,4		



Configurazione Elastica Hogging Moment Sezione Efficace

Figura 70: Stato tensionale sezione efficace di classe 4 sezione appoggio

Viene ora valutato il momento resistente elastico della sezione, in funzione dello sfruttamento minore dei tre elementi che compongono la sezione. I risultati sono mostrati nella seguente Tabella 93. Tabella 93: Momento resistente sezione appoggio

Valutazione Resistenza Flessione							
Sfruttamento	Sfruttamento	Sfruttamento	Momento				
Estremo	Estremo	Armatura	Resistente				
Profilo Sup	Profilo Inf	Superiore	Elastico				
k _{sa}	k _{ia}	k's	M _{el,rd}				
			KN∙m				
1,10	1,21	2,49	-167205,1				

Confrontando questo valore con il momento agente, è possibile osservare che la verifica risulta soddisfatta, anche permettendo ad una parte di anima di essere soggetta a fenomeni di instabilità locale.

2.6.2.2 Verifica a taglio

La sezione è soggetta alle sollecitazioni mostrate nella seguente Tabella 94. Esse verranno utilizzate per effettuare la verifica.

Tabella 94: Sollecitazioni taglio sezione appoggio

Sollecitazioni						
Momento Agente	Momento Agente	Taglio				
Sagging	Hogging	Agente				
M _{ed}	M _{ed}	V _{ed}				
KN-m	KN∙m	KN				
0	-159044,69	9660,97				

La verifica a taglio viene effettuata ricavando le due resistenze al taglio: la resistenza plastica a taglio e la resistenza all'instabilità al taglio.

La resistenza plastica al taglio si ottiene come mostrato nella seguente Tabella 95.

Tabella 95: Resistenza plastica al taglio sezione appoggio

Resistenza Plastica a Taglio						
		Area di Taglio	Resistenza Plastica a Taglio			
Υмо	η	A _v	V _{pl,Rd}			
		mm²	KN			
1	1,2	174240	35712,1			

La resistenza all'instabilità al taglio, invece, è data dalla somma di due contributi: la resistenza dell'anima e la resistenza delle flange. Entrambi i contributi dipendono dalla configurazione geometrica della sezione, mostrata nella seguente Tabella 96.

Tabella 96: Configurazione geometrica sezione appoggio

Configurazione Geometrica					
Appoggi Esterni Rigidi/Non Rigidi	Rigidi				
Irrigidimenti Trasversali intermedi?	SI				
Numero Irridigimenti Longitudinali	0				
Interasse Irrigidimenti Trasversali	4000	mm			

Si procede ora alla valutazione dei due contributi resistenti. La resistenza dell'anima si ricava come mostrato nella seguente Tabella 97.

Tabella 97: Resistenza dell'anima all'instabilità al taglio sezione appoggio

Contributo Anima alla Resistenza Instabilità a Taglio								
			Coofficiento Instabilità	Parametro	Fattore	Resistenza Anima		
			Taglia minoro Animo	Snellezza	Contributo	ad Instabilità a		
			Taglio minore Anima	Anima	Anima	Taglio		
ү м1	k _{τst}	α	k _τ	λ _w	Xw	V _{bw,Rd}		
						KN		
1,1	0,00	0,83	11,82	1,54	0,611	16530,2		

La resistenza delle flange, invece, dipende dal valore del momento plastico resistente della sezione composta trascurando l'anima, mostrato nella seguente Tabella 98.

Tabella 98: Momento plastico resistenza trascurando anima sezione appoggio

Valutazione Resistenza a Flessione Sezione Composta senza Anima Hogging Moment									
Postiono	Reazione	Reazione	Reazione	Reazione		Distanza AND	Momento	Coofficiente	Momento
Armatura Super	Flangia	Flangia	Flangia	Flangia	Posizione ANP	da Intradosso	Resistente	Riduttivo	Resistente
	Superiore 1	Superiore 2	Inferiore 1	Inferiore 2			Plastico		Plastico
R _{arm}	R _{fs1}	R _{fs2}	R _{fi1}	R _{fi2}		x _{pl}	M _{f,rd}		M _{f,rd,red}
N	N	Ν	Ν	Ν		mm	KN∙m		KN∙m
11551172	0	20100000	0	32160000	ANP taglia flangia inferiore 2	79,4	-149857,0	1,00	-149857,0

A questo punto, è possibile ricavare la resistenza delle flange all'instabilità al taglio, come mostrato nella seguente Tabella 99.

Tabella 99: Resistenza delle flange all'instabilità al taglio sezione appoggio

Contributo Flangia alla Resistenza Instabilità a Taglio Hogging Moment							
Momento	Momento	Condiziono	Distanza tra 2	Resistenza Flange			
Agente	Resistente	condictotta	Cerniere	ad Instabilità a			
Totale	Plastico	soudistatta	Plastiche	Taglio			
M _{ed}	M _{f,rd}		С	V _{bf,Rd}			
KN∙m	KN∙m		mm	KN			
-159044,69	-149857,0	NO	1041,3	0,0			

Dalla tabella precedente si constata che, essendo il momento agente maggiore di quello plastico ottenuto trascurando l'anima, il contributo resistente delle flange sarà nullo.

La verifica a taglio risulta soddisfatta, come mostrato nella seguente Tabella 100.

Tabella 100: Verifica a taglio sezione appoggio

Verifica a Taglio Hogging Moment							
Taglio Agente	Resistenza Plastica a Taglio	Resistenza ad Instabilità a Taglio	Verifica Soddisfatta?				
V _{ed}	V _{pl,Rd}	V _{b,Rd}					
KN	KN	KN	SI				
9660,97	35712,1	16530,2					

2.6.2.3 Interazione flessione-taglio

La sezione in esame risulta di classe 4 e per cui la verifica dell'interazione flessione-taglio viene effettuata come mostrato nella seguente Tabella 101.

Interazione Hogging Moment Classe 3 o 4							
Condizione Soddisfatta	Taglio Limite Interazione		Considero Interazione?		Condizione Limite	Verifica Soddisfatta	
	η _{з,lim}	η₃		η1		SI	
SI	0,5	0,58	SI	0,72	0,73	5	

Tabella 101: Interazione flessione-taglio sezione appoggio

In conclusione, viene mostrata la verifica completa a flessione e a taglio e le efficienze di ciascuna verifica, attraverso la seguente Tabella 102.

			<i>c</i>				
labella	102:	Verifica	tlessione	е	taglio	sezione	appoggio

Verifica Fle	/erifica Flessione-Taglio Hogging Moment										
Classe	Classe	Classe	Momento	Momento	Momento	Momente	Efficienza	Taglio	Posistonza	Efficienza	
Classe	Classe	Classe	Agente	Resistente	Resistente	Desistante	Efficienza	Taglio	- Taelia	Tarlia	Interazione
Flangia	Anima	Sezione	Totale	Elastico	Plastico	Resistente	womento	Agente	a ragito	ragito	
			M _{ed}	M _{el,rd}	M _{pl,rd}	M _{rd}		V _{ed}	V _{rd}		
			KN·m	KN∙m	KN•m	KN∙m	%	KN	KN	%	
1	4	4	-159044,7	-167205,1	0,0	-167205,1	95,1	9661,0	16530,2	58,4	V

2.6.2.4 Verifica connettori a taglio

La connessione a taglio viene realizzata mediante l'utilizzo di pioli Nelson. Essi sono gli stessi utilizzati nella sezione di mezzeria, spiegata in precedenza.

Si passa direttamente al dimensionamento dei connettori a taglio tramite la verifica allo stato limite ultimo. La resistenza del singolo piolo è la stessa di quelli utilizzati della sezione di mezzeria.

L'azione di taglio longitudinale viene ricavata tramite il metodo elastico, essendo questa sezione soggetta ad un momento agente minore del momento resistente elastico. Il taglio verticale agente viene depurato dal taglio dovuto al peso proprio dell'impalcato. La valutazione dell'azione di taglio longitudinale viene mostrata nella seguente Tabella 103.

Tabella 103: Taglio longitudinale SLU sezione appoggio

Sollecitazio	Sollecitazione Taglio Longitudinale SLU						
Taglio Agente	Posizione Baricentro dall'intradosso	Momento Inerzia Baricentrico	Momento Statico Soletta	Taglio Longitudinale per Unità di Lunghezza			
V _{ed}	Z _{G,C}	l _c	Q _s	V _{L,Ed}			
KN	mm	mm ⁴	mm³	KN/m			
5149,11	3434,1	2,30273E+12	381328921	852,7			

Il dimensionamento della connessione a taglio viene mostrato nella seguente Tabella 104.

Tabella 104: Dimensionamento pioli sezione appoggio

Resistenza Taglio Longitudinale SLU						
Resistenza Singolo Piolo	Numero Pioli	Spaziatura Longitudinale	Resistenza Longitudinale per Unità di Lunghezza	Verifica Soddisfatta?	Efficienza Pioli SLU	
Prd	N	s _c	V _{L,Rd}			
KN		mm	KN/m	Soddisfatta	%	
81,7	4	200	1633,1		52,2	

Dopo aver dimensionato sia longitudinalmente, sia trasversalmente, la connessione a taglio, vengono effettuate le ultime verifiche geometriche, mostrate nella seguente Tabella 105.

Tabella 105: Verifiche geometriche connessione a taglio

Verifiche Spaziatura Pioli							
Spaziatura Longitudinale minima [5 · d]	95,0	mm	Soddisfatta				
Spaziatura Trasversale minima [2,5 · d]	47,5	mm	Soddisfatta				
Spaziatura Longitudinale massima [min(4·h _c ;800 mm)]	800,0	mm	Soddisfatta				

Verifiche Geometriche Sezione Trasversale						
Distanza e _d minima	25	mm	Soddisfatta			
Lunghezza Gambo Piolo interno alla Soletta minima	30	mm	Soddisfatta			

Condizione Flangia Superiore Classe 1			
Spaziatura Longitudinale massima [22 · tf · ε]	1432,0	mm	Soddisfatta
Distanza ed massima [9 · tf · ε]	585,8	mm	Soddisfatta

Si procede ora alla verifica della connessione a taglio allo stato limite di esercizio. Anche in questo caso, come per la verifica allo stato limite ultimo, si valuterà innanzitutto l'azione di taglio longitudinale, come mostrato nella seguente Tabella 106.

Tabella 106: Taglio longitudinale SLE sezione appoggio

Sollecitazione Taglio Longitudinale SLE						
Taglio Agente	Posizione Baricentro dall'intradosso	Momento Inerzia Baricentrico	Momento Statico Soletta	Taglio Longitudinale per Unità di Lunghezza		
V _{ed}	Z _{G,C}	l _e	Q _s	V _{L,Ed}		
KN	mm	mm ⁴	mm³	KN/m		
3656,47	3434,1	2,30273E+12	381328921	605,5		

Successivamente, viene effettuata la verifica della connessione a taglio allo stato limite di esercizio, come mostrato nella seguente Tabella 107.

Tabella 107: Verifica connessione a taglio allo stato limite di esercizio sezione appoggio

Resistenza Ta	Resistenza Taglio Longitudinale SLE						
Resistenza Singolo Piolo	Numero Pioli	Spaziatura Longitudinale	Resistenza Longitudinale per Unità di Lunghezza	Verifica Soddisfatta?	Efficienza Pioli SLE		
Prd	N	s _c	V _{L,Rd}				
KN		mm	KN/m	Soddisfatta	%		
61,2	4	200	1224,8		49,4		

Infine, si procede alla verifica a fatica per danneggiamento della connessione a taglio. Essa viene effettuata utilizzando il modello di carico a fatica 3, che porta alle seguenti sollecitazioni mostrate in Tabella 108 Tabella 108: Taglio verticale dovuto al modello di carico a fatica 3 sezione appoggio

Sollecitazioni Agenti				
Taglio Agente Massimo	Taglio Agente Minimo			
V _{ed,max}	V _{ed,min}			
KN	KN			
6,68	-392,87			

Le precedenti azioni taglianti verticali portano ad una tensione tangenziale del piolo, come mostrato nella seguente Tabella 109.

Tabella 109: Tensione tangenziale dovuta a fatica sezione appoggio

Valutazione Intervallo Tensione sul Connettore Δτ						
	Intervallo Taglio	Intervallo Tensione				
Intervallo Taglio Verticale	Longitudinale	Agente su				
	Connettore	Connettore				
ΔV _{ed}	ΔV _{sd}	Δτ				
KN	KN	N/mm ²				
399,55	3,3	11,7				

La verifica a danneggiamento fa riferimento ad una curva tensione-numero di cicli S/N. Essa è la medesima della sezione di mezzeria.

Inoltre, vengono utilizzati anche gli stessi coefficienti λ riferiti alla sezione di mezzeria e per cui si passa direttamente alla verifica a danneggiamento, mostrata nella seguente Tabella 110.

Tabella 110: Verifica a danneggiamento sezione appoggio

Verifica a D	Verifica a Danneggiamento					
			Verifica Soddisfatta?	Efficienza Pioli Fatica		
$\Delta \tau_{E2}$	$\gamma_{Ff}\cdot\Delta\tau_{E2}$	$\Delta \tau_c / \gamma_{Mf}$				
N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	SI	%		
21,5	21,5	90,0		23,9		

2.6.2.5 Verifica limitazione delle tensioni

La verifica a limitazione delle tensioni viene effettuata per due differenti combinazioni: la combinazione caratteristica e la combinazione quasi permanente.

I valori di resistenza di ciascun elemento sono gli stessi della sezione di mezzeria.

Partendo dalla combinazione caratteristica, vengono innanzitutto mostrate le sollecitazioni agenti tramite la seguente Tabella 111.

Tabella 111: Momento flettente combinazione caratteristica sezione appoggio

Sollecitazioni Hogging Combinazione Caratteristica					
Momento Agente Sez. Acciaio	Momento Agente Sez. Composta				
M _{a,ed}	M _{c,ed}				
KN∙m	KN·m				
-57113,48	-61746,01				

Queste sollecitazioni portano allo stato tensionale mostrato nella seguente Tabella 112 e Figura 71. Tabella 112: Stato tensionale combinazione caratteristica sezione appoggio

Stato Tensionale Hogging Moment Combinazione Caratteristica Sezione Fessurata							
Tensione Estremo Superiore Profilo	Tensione Estremo Inferiore Profilo	Tensione Estremo Superiore Soletta	Tensione Estremo Inferiore Soletta	Tensione Armatura Superiore	Tensione Armatura Inferiore		
σ _{sa}	σ _{ia}	σ _{scis}	σ _{icls}	σ's	σ		
N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²		
241,2	-210,8	0,0	0,0	118,7	114,0		



Combinazione Caratteristica Hogging Moment

Figura 71: Stato tensionale combinazione caratteristica sezione appoggio

La verifica a limitazione delle tensioni riferita alla combinazione caratteristica viene mostrata nella seguente Tabella 113.

/erifica Limitazione Tensioni Hogging Moment Combinazione Caratteristica						
Stato Limite Combinazione Rara	ssura					
Tensione	Verifica					
Tensione Estremo Superiore Profilo	σ _{sa}	241,2	N/mm ²			
Tensione Limite Estremo Sup Profilo	f _{yk}	335,0	N/mm ²	Verifica Soddisfatta		
Efficienza Tensione Estremo Sup Profilo		72,0	%			
Tensione Estremo Inferiore Profilo	σ _{ia}	-210,8	N/mm ²			
Tensione Limite Estremo Inf Profilo	f _{yk}	335,0	N/mm ²	Verifica Soddisfatta		
Efficienza Tensione Estremo Inf Profilo		62,9	%			
Tensione Armatura Superiore	σ's	118,7	N/mm ²			
Tensione Limite Armatura Sup	0,8 · f _{sk}	360	N/mm ²	Verifica Soddisfatta		
Efficienza Tensione Armatura Sup		33,0	%			

Tabella 113: Verifica limitazione delle tensioni combinazione caratteristica sezione appoggio

Passando alla verifica delle tensioni tangenziali, vengono mostrate le sollecitazioni agenti attraverso la seguente Tabella 114.

Tabella 114: Taglio e torsione combinazione caratteristica sezione appoggio

Taglio-Torsione Combinazione Caratteristica				
Taglio Agente Torsione Agente				
V _{ed}	T _{ed}			
KN	KN∙m			
6998,59	3,39			

Queste sollecitazioni portano alle seguenti tensioni tangenziali, mostrate in Tabella 115.

Tabella 115: Stato tensionale taglio-torsione sezione appoggio

Stato Tensionale Taglio-Torsione							
Tensione Anima dovuta al Taglio	Inerzia Torsionale	Inerzia Torsionale	Momento Torcente Anima	Tensione Anima dovuta al Momento Torcente			
τ _{v,Ed}	Jt	J _{tw}	T _{Ed,w}	τ _{τ,Ed}			
N/mm ²	mm⁴	mm⁴	KN∙m	N/mm ²			
48,2	4,453E+09	43560000	0,03	0,02			

La verifica a limitazione delle tensioni, riferita alle tensioni tangenziali e alla combinazione di queste ultime con quelle normali, viene mostrata nella seguente Tabella 116.

Tabella 116: Verifica limitazione delle tensioni tangenziali combinazione caratteristica sezione appoggio

Verifica Limitazione Tensioni Taglio-Torsione Combinazione Caratteristica						
Tensione				Verifica		
Tensione Anima	τ _{ed}	48,2	N/mm ²			
Tensione Limite Anima	τ _{rd}	205,0	N/mm ²	Verifica Soddisfatta		
Efficienza Tensione Anima		23,5	%			

Verifica Limitazione Tensioni Combinata Hogging Moment Combinazione Caratteristica						
Tensione				Verifica		
Tensione Combinata Estremo Superiore Profilo	σ _{com,sa}	241,2	N/mm ²	Varifica Saddicfatta		
Efficienza Tensione Combinata Estremo Sup Profilo		72,0	%	Vernica Socialità		
Tensione Combinata Estremo Inferiore Profilo	$\sigma_{\rm com,ia}$	210,8	N/mm ²	Varifica Soddisfatta		
Efficienza Tensione Combinata Estremo Inf Profilo		62,9	%	Vernica Socialitatia		

In questo caso, la verifica a limitazione delle tensioni riferita alla combinazione quasi permanente non viene effettuata, in quanto la soletta di calcestruzzo risulta fessurata.

2.6.2.6 Verifica fessurazione

La verifica a fessurazione si divide in due verifiche differenti: la valutazione dell'armatura minima e la verifica a fessurazione a carico diretto.

La valutazione dell'armatura minima dipende da diversi dati, mostrati nella seguente Tabella 117.

Tabella 117: Dati armatura minima

Dati Valutazione Armatura Minima					
Resistenza media a trazione Cls	Apertura Massima della Fessura	Diametro Barre	Spaziatura Barre		
f _{ctm}	W _{max}	ф	s		
N/mm ²	mm	mm	mm		
3,02	0,3	26	200		

La valutazione dell'armatura minima è la medesima della sezione di mezzeria.

La verifica a fessurazione a carico diretto, invece, viene valutata in funzione della tensione totale sull'armatura, come mostrato nella seguente Tabella 118.

Valutazione Tensione Armatura						
Tensione Armatura Combinazione Quasi-Permanente	Percentuale Armatura		Incremento Tensione Armatura dovuto a Tension Stiffening	Tensione Totale Armatura		
σ _{s,0}	ρs	α_{st}	Δσs	σ		
N/mm ²			N/mm ²	N/mm ²		
61,3	0,022	1,32	41,5	102,9		

Tabella 118: Tensione armatura sezione appoggio

A questo punto, vengono valutate la spaziatura massima e il diametro massimo dell'armatura tramite l'ausilio di tabelle. Esse sono le medesime della sezione di mezzeria, come mostrato nella seguente Tabella 119. Tabella 119: Verifica a fessurazione a carico diretto sezione appoggio

Verifica Fessurazione dovuta a Carico Diretto								
Diametro Massimo Barre	φ _{max}	32	mm	Verifica Soddisfatta				
Spaziatura Massima Barre	Smax	300	mm	Verifica Soddisfatta				

2.6.3 Verifica irrigidimenti trasversali

In questo sottocapitolo vengono verificati due irrigidimenti: uno posizionato nella mezzeria della campata più lunga e uno posizionato in corrispondenza dell'appoggio intermedio della stessa campata. Entrambi gli irrigidimenti presentano la configurazione mostrata nella seguente Tabella 120.

Tabella 120: Configurazione Irrigidimenti trasversali

Configurazione Irrigidimento	
Forma Irrigidimento (T/I)	Т
Posizione (Singolo / Doppio)	Singolo

Successivamente verranno mostrate le verifiche dei due irrigidimenti.

2.6.3.1 Irrigidimento in mezzeria

L'irrigidimento in mezzeria presenta le dimensioni mostrate nella seguente Tabella 121.

	_		,						
Dimensioni Irrigidimento									
Lunghezza	Spessore	Lunghezza	Spessore	Altorra					
Anima	Anima	Flangia	Flangia	Artezza					
Irrigidimento	Irrigidimento	Irrigidimento	Irrigidimento	Imgiaimento					
h _{st}	t _{st,w}	b _{st}	t _{st,f}	h _w					
mm	mm	mm	mm	mm					
338	30	450	30	3470					

Tabella 121: Dimensioni irrigidimento mezzeria

Inizialmente, viene effettuata la classificazione di ciascun elemento dell'irrigidimento, in modo da valutare se sono presenti fenomeni di instabilità locale, come mostrato nelle seguenti Tabelle.

Classificazione Anima Irrigidimento Trasversale						
Dimensioni Elemento	с	338	mm			
	t	30	mm			
	c/t	11,3				

Tabella 122: Classificazione anima irrigidimento mezzeria

Estremi Classi Anima							
1	33·ε	26,8	soddisfatta				
2	<u>38</u> ∙ε	30,9	soddisfatta				
3	42·ε	34,2	soddisfatta				

Tabella 123: Classificazione flangia irrigidimento mezzeria

	Classificazione Flangia Irrigidimento Trasversale						
	Dimonsioni	С	210	mm			
	Elemento	t	30	mm			
		c/t	7.0				

Estremi Classi Flangia						
1	9·ε	7,3	soddisfatta			
2	10-ε	8,1	soddisfatta			
3	14-ε	11.4	soddisfatta			

Entrambi gli elementi sono di classe 1 e per ciò non sono presenti fenomeni di instabilità.

Dalle loro dimensioni è possibile ricavare le proprietà geometriche, le quali verranno successivamente utilizzate nelle verifiche. Esse sono mostrate nelle seguenti Tabelle.

Tabella 124: Proprietà geometriche irrigidimento mezzeria

Proprietà Geometriche Irrigidimento								
			Momento	Momento				
Area			Inerzia	Inerzia				
			Polare	Torsionale				
A _{st}	e1	e ₂	l _p	l _t				
mm ²	mm	mm	mm⁴	mm⁴				
23640,0	274,1	93,9	2297951720	7092000,0				

Tabella 125: Proprietà geometriche irrigidimento mezzeria e parte d'anima

Proprietà Geometriche Irrigidimento e Parte d'Anima									
Area				Momento Inerzia Singolo Irr.	Momento Inerzia Doppio Irr.				
A _{st} '	e'	e₂'	eo	l _{st} '	l _{st} '				
mm ²	mm	mm	mm	mm⁴	mm⁴				
28844,1	237,4	144,6	230,4	630643137,5	3930481914				

A questo punto si passa alle verifiche dell'irrigidimento.

La verifica ad instabilità torsionale è mostrata nella seguente Tabella 126.

Tabella 126: Verifica instabilità torsionale irrigidimento mezzeria

Verifica Instabilità Torsionale (Sezione T)							
Condizione Soddisfatta	Momento Inerzia Anima	Momento Tensione Inerzia Critica Anima Inst.					
	l _w	σ _{cr}	Θ	⊖·f _{y,st}			
	mm⁴	N/mm ²		N/mm ²	SI		
SI	2,839E+13	2375,7	6	2130			

La condizione di irrigidimento rigido è verificata come mostrato nella seguente Tabella 127.

Tabella 127: Condizione irrigidimento rigido mezzeria

Verifica Condizione Irridigimento Rigido								
			Momento	Momento	Verifica			
			Inerzia	Inerzia	Soddisfatta?			
			Baricentrico	Minimo	soudislatta.			
a / h _w	$1,5 \cdot h_w^3 \cdot t_w^3/a^2$	0,75·h _w ·t _w ³	l _{st} '	l _{st,min} '				
	mm⁴	mm⁴	mm⁴	mm⁴	SI			
1,30	8492562,7	7141260	630643137,5	8492562,7				

Infine, per effettuare le verifica a pressoflessione vengono valutate le forze assiali agenti, come mostrato nella seguente Tabella 128.

Tabella	128:	Forze	assiali	irrigidimento	mezzeria
---------	------	-------	---------	---------------	----------

Forze Assiali Irrigidimento								
Forza Assiale Taglio		Tensione Massima Compressione	Area Profilo Compressa	Sforzo Normale Compressione		Forza Assiale Campo Tensionale	Forza Assiale Totale	
N _{st,Ed}	σ _{cr,c} / σ _{cr,p}	σ _{c,max}	Ac	N _{Ed}	σ _m	ΔN _{st,Ed}	∑N _{st,Ed}	
KN		N/mm ²	mm ²	KN	N/mm ²	KN	KN	
342,0	1	209,4	81790	17130,1	2,194	2676,7	3018,8	

Da queste ultime, viene effettuata la verifica a pressoflessione, come mostrato nella seguente Tabella 129.

Tabella 129: Verifica a pressoflessione irrigidimento mezzeria

Verifica a Pressoflessione Irigidimento								
Carico di Instabilità Critico	Imperfezione Iniziale	Fattore Eccentricità Singolo Irr.	Eccentricità Massima	Deflessione	Deflessione Massima	Tensione Massima	Tensione Limite	
N _{cr,st}	wo	q _m	e _{max}	w	Wlim	σ_{max}	f _{y,st} /γ _{M1}	
KN	mm		mm	mm	mm	N/mm ²	N/mm ²	
108553,5	11,6	2,3	237,4	1,3	11,6	59,2	322,7	

Tutte le verifiche sono risultate soddisfatte, per cui l'irrigidimento è stato dimensionato correttamente.

2.6.3.2 Irrigidimento sull'appoggio

L'irrigidimento sull'appoggio presenta le dimensioni mostrate nella seguente Tabella 130.

Tabella 130: Dimensioni irrigidimento appoggio

Dimensioni Irrigidimento								
Lunghezza	Spessore	Lunghezza	Spessore	Altorra				
Anima	Anima	Flangia	Flangia	Artezza				
Irrigidimento	Irrigidimento	Irrigidimento	Irrigidimento	Ingiumento				
h _{st}	t _{st,w}	b _{st}	t _{st,f}	h _w				
mm	mm	mm	mm	mm				
330	30	650	30	4840				

Inizialmente, viene effettuata la classificazione di ciascun elemento dell'irrigidimento, in modo da valutare se sono presenti fenomeni di instabilità locale, come mostrato nelle seguenti Tabelle.

Tabella 131: Classificazione anima irrigidimento appoggio

Classificazione Anima Irrigidimento Trasversale						
Dimonsioni	с	330	mm			
Elemento	t	30	mm			
	c/t	11,0				

Estremi Classi Anima							
1	33·ε	26,8	soddisfatta				
2	38·ε	30,9	soddisfatta				
3	42·ε	34,2	soddisfatta				

Tabella 132: Classificazione flangia irrigidimento appoggio

Classificazion	e Flangia Irrigid	limento Trasvei	rsale
Dimensioni	с	310	mm
Dimensioni	t	30	mm
Elemento	c/t	10,3	

In questo caso, l'anima è di classe 1 mentre la flangia è di classe 3, per cui non sono presenti fenomeni di instabilità.

Dalle loro dimensioni è possibile ricavare le proprietà geometriche, le quali verranno successivamente utilizzate nelle verifiche. Esse sono mostrate nelle seguenti Tabelle.

Tabella 133: Proprietà geometriche irrigidimento appoggio

Proprietà Geometriche Irrigidimento								
			Momento	Momento				
Area			Inerzia	Inerzia				
			Polare	Torsionale				
A _{st}	e ₁	e ₂	l _p	l _t				
mm ²	mm	mm	mm ⁴	mm⁴				
29400.0	284.4	75.6	3369125000	8820000.0				

Tabella 134: Proprietà geometriche irrigidimento appoggio e parte d'anima

Proprietà Geometriche Irrigidimento e Parte d'Anima								
				Momento	Momento			
Area				Inerzia	Inerzia			
				Singolo Irr.	Doppio Irr.			
A _{st} '	e ₁ '	e2'	eo	l _{st} '	l _{st} '			
mm ²	mm	mm	mm	mm⁴	mm⁴			
52267,6	183,4	206,6	168,4	1458701644	5454747114			

A questo punto si passa alle verifiche dell'irrigidimento.

La verifica ad instabilità torsionale è mostrata nella seguente Tabella 135.

Tabella 135: Verifica instabilità torsionale irrigidimento appoggio

Verifica Instabilità Torsionale (Sezione T)								
Condizione Soddisfatta	Momento Inerzia Anima	Tensione Critica Inst.			Verifica Soddisfatta?			
	l _w	σ _{cr}	Θ	⊖•f _{y,st}				
	mm ⁴	N/mm ²		N/mm ²	SI			
SI	8,172E+13	2357,4	6	2130				

La condizione di irrigidimento rigido è verificata come mostrato nella seguente Tabella 136.

Tabella 136: Condizione irrigidimento rigido appoggio

Verifica Condizione Irridigimento Rigido								
			Momento	Momento	Vorifica			
			Inerzia	Inerzia	Soddicfatta2			
			Baricentrico	Minimo	souuisiattar			
a / h _w	$1,5 \cdot h_w^3 \cdot t_w^3/a^2$	0,75∙h _w ∙t _w ³	l _{st} '	l _{st,min} '				
	mm⁴	mm⁴	mm⁴	mm⁴	SI			
0,83	286992882,0	98010000	1458701644	286992882,0				

Infine, per effettuare le verifica a pressoflessione vengono valutate le forze assiali agenti, come mostrato nella seguente Tabella 137.

Tabella 137: Forze assiali irrigidimento appoggio

Forze Assiali Irrigidimento								
Forza Assiale Taglio		Tensione Massima Compressione	Area Profilo Compressa	Sforzo Normale Compressione		Forza Assiale Campo Tensionale	Forza Assiale Totale	
N _{st,Ed}	σ _{cr,c} / σ _{cr,p}	σ _{c,max}	Ac	N _{Ed}	σ _m	$\Delta N_{st,Ed}$	∑N _{st,Ed}	
KN		N/mm ²	mm ²	KN	N/mm ²	KN	KN	
0,0	1	282,2	150600	42498,6	4,390	10420,5	10420,5	

Da queste ultime, viene effettuata la verifica a pressoflessione, come mostrato nella seguente Tabella 138.

Tabella 138: Verifica a pressoflessione irrigidimento appoggio

Verifica a Pressoflessione Irigidimento								
Carico di Instabilità Critico	Imperfezione Iniziale	Fattore Eccentricità Singolo Irr.	Eccentricità Massima	Deflessione	Deflessione Massima	Tensione Massima	Tensione Limite	
N _{cr,st}	wo	q _m	e _{max}	w	Wlim	σ_{max}	f _{y,st} /γ _{M1}	
KN	mm		mm	mm	mm	N/mm ²	N/mm ²	
129060,9	13,3	0,0	206,6	1,2	16,1	21,4	322,7	

Anche in questo caso, tutte le verifiche sono risultate soddisfatte, per cui l'irrigidimento è stato dimensionato correttamente.

3 Comportamento dinamico del ponte

In questo capitolo vengono progettati diversi sistemi di isolamento rispetto all'azione sismica agente sul ponte illustrato in precedenza.

L'azione sismica nasce da movimenti improvvisi e rapidi della crosta terrestre, dove la pressione nel materiale roccioso supera la sua resistenza. In questo modo, il materiale roccioso cede improvvisamente e libera energia meccanica sottoforma di onde sismiche.

L'azione sismica viene descritta mediante due differenti componenti:

- componente verticale, dovuta al moto sussultorio;
- componente orizzontale, dovuta al moto oscillatorio.

Tra le due, quella che necessita di maggiore attenzione è la componente orizzontale.

L'azione sismica, essendo un carico dinamico, immette nel sistema strutturale una determinata quantità di energia. Per cui è possibile definire la seguente relazione di bilancio energetico:

 $E_i \leq E_a + E_d$

Dove:

- E_i è l'energia in ingresso nel sistema strutturale dovuta al sisma;
- E_a è l'energia accumulata dal sistema. Essa è data dalla somma dell'energia cinetica E_k e dell'energia di deformazione elastica E_e ;
- E_d è l'energia dissipata dal sistema. Essa è data dalla somma dell'energia dissipata attraverso fenomeni viscosi E_v e dell'energia dissipata attraverso fenomeni isteretici E_h .

Nei successivi sottocapitoli verranno descritte nel dettaglio tutte le prescrizioni riferite alla determinazione dell'azione sismica e della progettazione del sistema di isolamento.

Successivamente verrà mostrato il confronto tra diversi sistemi di isolamento, valutando la soluzione conveniente.

3.1 Introduzione riferimenti normativi

La normativa antisismica fornisce i criteri per costruire una struttura in modo da prevenire danni, a persone e cose, o ridurne la tendenza in seguito ad un evento sismico.

L'Italia è sempre stato un territorio sismico e già nei secoli scorsi erano presenti i primi codici antisismici. Questi ultimi erano molto semplificati e si basavano sulla limitazione dell'altezza delle costruzioni.

Nei primi anni del '900, successivamente ai terremoti distruttivi di Reggio Calabria e Messina, fu emanato il Regio Decreto n. 193, nel quale un Comune veniva classificato come sismico solamente dopo essere stato fortemente danneggiato dal terremoto.

La legislazione antisismica attuale è essenzialmente basata sulla legge 64/1974. Attraverso quest'ultima veniva stabilito che la classificazione sismica doveva essere realizzata sulla base di comprovate motivazioni tecnico-scientifiche e doveva essere aggiornata mediante appositi decreti ministeriali.

Successivamente ai terremoti del Friuli Venezia Giulia del 1976 e dell'Irpinia del 1980, sono stati condotti studi di carattere sismologico dal Consiglio Nazionale delle Ricerche CNR, che hanno portato ad un aumento di conoscenze sulla sismicità del territorio nazionale e hanno consentito la formulazione di una nuova classificazione sismica del territorio nazionale in 3 differenti categorie. Questa proposta è stata tradotta in una serie di decreti ministeriali approvati tra il 1981 e il 1984, la quale ha portato ad avere circa il 45% del territorio nazionale soggetto all'obbligo di rispettare specifiche norme per le costruzioni.

Immediatamente dopo il terremoto che ha colpito il Molise e la Puglia nel 2002, è stata emanata l'ordinanza 3274/2003 con lo scopo di fornire una risposta immediata alla necessità di aggiornare la classificazione

sismica. Essa classifica tutto il territorio nazionale come sismico e lo suddivide in quattro zone con differente pericolosità. Le prime tre zone corrispondono alle zone della precedente classificazione e viene aggiunta la zona 4, nella quale la Regione ha facoltà di imporre l'obbligo della progettazione antisismica.

Inoltre, con questa ordinanza sono stati introdotti due principi fondamentali che cambieranno notevolmente il modo di progettare in zona sismica: il Performance Based Design e il Capacity Design.

- Performance Based Design: in questo modo la struttura viene progettata in base alla performance richiesta. Vengono pertanto definiti diversi livelli di prestazione che sono accoppiati ai livelli di intensità sismica. La normativa italiana definisce quattro differenti livelli di prestazione, detti: stato limite di operatività, stato limite di danno, stato limite di salvaguardia della vita e stato limite di collasso.
- Capacity Design: questo principio viene comunemente detto "gerarchia delle resistenze" e si basa sul fatto che viene stabilito il modo in cui la struttura si comporta quando raggiunge uno stato limite. Nel caso dei ponti, ad esempio, la gerarchia delle resistenze impone che l'impalcato rimanga in campo elastico lineare e solamente le pile possano raggiungere il campo plastico e dissipare energia. Il modo in cui le pile dissipano energia viene scelto dal progettista, in base a come vengono dimensionate. Inoltre, è importante prevedere dove avverrà la plasticizzazione nella pila. La plasticizzazione alla base può coinvolgere le fondazioni, per cui sarà da evitare.

Infine, con le Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008 e con l'aggiornamento del 2018, si è concluso l'avvicinamento agli Eurocodici, iniziato nel 2003.

Negli ultimi anni, l'isolamento sismico è diventata una importante alternativa alla progettazione utilizzando la "gerarchia delle resistenze", perché quest'ultima, basata sull'elevata richiesta di duttilità, porta al danneggiamento degli elementi strutturali con conseguenti costi di riparazione e interruzione del servizio. Mentre, l'isolamento sismico abbatte o dissipa l'energia trasmessa dal sisma, evitando così la rottura degli elementi strutturali principali.

Dopo questa breve introduzione sull'evoluzione della normativa antisismica, si procede alla descrizione di tutte le prescrizioni utilizzate nel dimensionamento di un sistema di isolamento sismico.

3.1.1 Definizione azione sismica

L'azione sismica viene definita tramite spettri di risposta di progetto, nei quali, in funzione del periodo della struttura si ricava il valore dell'accelerazione. Ogni spettro di progetto è associato ad uno stato limite. La normativa italiana prevede quattro differenti stati limite:

- stato limite di operatività SLO: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti in relazione alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- stato limite di danno SLD: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature;
- stato limite di salvaguardia della vita SLV: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

stato limite di prevenzione del collasso SLC: a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi
rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti
strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo
margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Ad ogni stato limite è definita una probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} , mostrate nella seguente Tabella 139.

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

Tabella 139: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R}

Ciascun spettro di risposta dipende dalla "pericolosità sismica di base" e dalle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche del sito di costruzione.

La "pericolosità sismica di base" dipende da tre parametri:

- accelerazione orizzontale massima al sito a_g ;
- valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale F₀;
- valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale $T^*{}_C$.

Ciascuno di essi, viene valutato facendo riferimento ad una maglia, avente lati di circa 5 km, che si estende per tutto il territorio nazionale e in funzione del periodo di ritorno del sisma T_R , che si ricava tramite la seguente relazione:

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

Dove:

- P_{V_R} è la probabilità di superamento nel periodo di riferimento, ottenuta in funzione dello stato limite, come mostrato nella precedente Tabella.
- V_R è il periodo di riferimento e si ricava dalla seguente relazione:

$$V_R = C_U \cdot V_N$$

In cui C_U è il coefficiente d'uso, valutato in funzione della classi d'uso, come definito nelle Norme tecniche per le costruzioni 2018 nella clausola 2.4.3 e mostrato nella seguente Tabella 140.

Tabella 140: Coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	Ι	п	Ш	IV
COEFFICIENTE C _U	0,7	1,0	1,5	2,0

Mentre, V_N è la vita nominale di progetto.

Lo spettro di risposta di progetto si ricava tramite lo spettro di risposta elastico. Quest'ultimo si ricava per tratti tramite le seguenti relazioni:

$$0 \le T \le T_B \qquad \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B}\right)\right]$$

$$T_B \le T \le T_C \qquad \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \le T \le T_D \qquad \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right)$$

$$T_D \leq T$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2}\right)$$

Dove:

- *S* è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche. Esso si ricava mediante la seguente relazione:

$$S = S_S \cdot S_T$$

In cui S_S è il coefficiente di amplificazione stratigrafica, e si ricava in funzione della categoria del sottosuolo, come mostrato nella seguente Tabella 141.

Categoria sottosuolo	S _S	Cc
Α	1,00	1,00
В	$1,00 \le 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,20$	$1,\!10\cdot(T_C^*)^{-0,20}$
С	$1,00 \le 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0.90 \le 2.40 - 1.50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1.80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
Е	$1,00 \le 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 141: Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S

Mentre, S_T è il coefficiente di amplificazione topografica e si ottiene in funzione della categoria topografica, come mostrato nella seguente Tabella 142.

Tabella 142: Coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	ST
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
Т3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

 - η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5% e si ricava tramite la seguente relazione:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}} \ge 0.55$$

In cui ξ viene espresso in percentuale e viene valutato sulla base dei materiali, della tipologia strutturale e del terreno di fondazione.

 T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro e si ricava tramite la seguente relazione:

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

In cui C_c è un coefficiente funzione della categoria del sottosuolo e si ricava tramite la precedente Tabella.

- *T_B* è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante e si ottiene tramite la seguente relazione:

$$T_B = \frac{T_C}{3}$$

- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro e si ricava tramite la seguente relazione:

$$T_D = 4 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$$

Infine, la categoria del sottosuolo, che influenza la valutazione del coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S e del coefficiente funzione della categoria del sottosuolo C_C , viene valutata tramite la seguente Tabella 143.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica		
	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde		
А	di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteri-		
	stiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.		
	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consi-		
В	stenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da		
	valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.		
	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consi-		
C	stenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento del-		
C	le proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra		
	180 m/s e 360 m/s.		
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consi-		
	stenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento del-		
	le proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra		
	100 e 180 m/s.		
	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le catego-		
E	rie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.		

Tabella 143:Valutazione categoria del	sottosuolo C_C
---------------------------------------	------------------

Invece, la categoria topografica, che influenza la valutazione del coefficiente di amplificazione topografica S_T , viene valutata tramite la seguente Tabella 144.

Tabella 144: Valutazione categoria topografica S_T

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

3.1.2 Metodi di analisi

L'analisi può essere effettuata tramite diversi metodi, che sono suddivisi in: lineari o non lineari, in funzione delle caratteristiche della struttura e del modello di comportamento adottato; statici o dinamici, in relazione al fatto che l'equilibrio sia trattato dinamicamente o staticamente.

Nel caso in esame verranno utilizzate solamente l'analisi dinamica lineare e l'analisi dinamica non lineare. Queste ultime verranno descritte nel dettaglio nei sottocapitoli successivi.

3.1.2.1 Analisi dinamica lineare

L'analisi dinamica lineare è il metodo di analisi di riferimento per determinare gli effetti dell'azione sismica. Essa ipotizza un comportamento elastico lineare della struttura ed è costituita da un'analisi modale, in quanto vengono determinati i modi di vibrare della struttura, e dal calcolo degli effetti sulla struttura di ciascun modo di vibrare, mediante l'utilizzo di uno spettro di risposta di progetto. Successivamente aver valutato gli effetti di ciascun modo, è necessario combinarli tra loro. La combinazione prende in considerazione tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore al 85%. Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi si utilizza una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, come mostrato nella seguente relazione:

$$E = \sqrt{\sum_{j} \sum_{i} \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j}$$

Dove:

 - ρ_{ij} è il coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j, valutato con la seguente relazione di comprovata validità:

$$\rho_{ij} = \frac{8 \cdot \sqrt{\xi_i \cdot \xi_j} \cdot (\beta_{ij} \cdot \xi_i + \xi_j) \cdot \beta_{ij}^{\frac{3}{2}}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi_i \cdot \xi_j \cdot \beta_{ij} \cdot (1 + \beta_{ij}^2) + 4 \cdot (\xi_i^2 + \xi_j^2) \cdot \beta_{ij}^2}$$

In cui $\xi_i \in \xi_j$ sono gli smorzamenti viscosi dei modi $i \in j$, mentre β_{ij} è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i-j.

- E_i è il valore dell'effetto relativo al modo i;
- E_i è il valore dell'effetto relativo al modo j.

3.1.2.2 Analisi dinamica non lineare

L'analisi non lineare dinamica consiste nel calcolo della risposta sismica della struttura mediante integrazione delle equazioni del moto, utilizzando un modello non lineare della struttura e le storie temporali del moto del terreno. Quest'ultime possono essere:

- artificiali: esse devono avere uno spettro di risposta elastico coerente con lo spettro di risposta adottato nella progettazione. La coerenza con lo spettro di risposta elastico è da verificare in base alla media delle ordinate spettrali ottenute con i diversi accelerogrammi, per un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ del 5%. L'ordinata spettrale media non deve presentare uno scarto in difetto superiore al 10%, rispetto alla corrispondente componente dello spettro elastico, in alcun punto del maggiore tra gli intervalli 0,15 s ÷ 2,0 s e 0,15 s ÷ 2T, in cui T è il periodo proprio di vibrazione della struttura in campo elastico, per le verifiche agli stati limite ultimi, e 0,15 s ÷ 1,5 T, per le verifiche agli stati limite di esercizio. Nel caso di costruzioni con isolamento sismico, il limite superiore dell'intervallo di coerenza è assunto pari a $1,2 \cdot T_{is}$, essendo T_{is} il periodo equivalente della struttura isolata, valutato per gli spostamenti del sistema d'isolamento prodotti dallo stato limite in esame;
- simulate: esse sono ricavate mediante l'utilizzo di un modello matematico che simula la trasmissione dell'energia all'interno del terreno. Questa tipologia risulta difficile da attuare ed inoltre, la Normativa fornisce poche regole per il loro utilizzo;
- naturali: in questo caso sono utilizzate le storie temporali del moto del terreno registrate in altri siti. Esse devono essere selezionate e scalate in modo tale che i relativi spettri di risposta approssimino gli spettri di risposta elastici nel campo dei periodi propri di vibrazione di interesse per il problema in esame. Nello specifico, la compatibilità con lo spettro di risposta elastico deve essere verificata in base alla media delle ordinate spettrali ottenute con i diversi accelerogrammi associati alle storie per un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ del 5%. L'ordinata spettrale media non deve presentare uno scarto in difetto superiore al 10% ed uno scarto in eccesso superiore al 30%, rispetto alla corrispondente componente dello spettro elastico in alcun punto dell'intervallo dei periodi propri di vibrazione di interesse per l'opera in esame per i diversi stati limite.

Ciascuna storia temporale descrive una componente, orizzontale o verticale, dell'azione sismica; l'insieme delle tre componenti costituisce un gruppo di storie temporali del moto del terreno.

L'analisi viene effettuata per ciascun gruppo di storie temporali e, qualora siano utilizzati solamente tre gruppi, è necessario considerare gli effetti più sfavorevoli.

Qualora invece siano utilizzato 7 gruppi, è necessario considerare la media degli effetti.

Il passo di integrazione delle equazioni del moto, impostato nell'analisi, viene valutato attraverso il soddisfacimento delle seguenti condizioni:

$$t < \frac{T_N}{10}$$
$$t < \frac{1}{f_p}$$

Dove T_N è il periodo fondamentale della struttura e f_p è la frequenza massima significativa dell'accelerogramma. Inoltre, il passo di integrazione non deve superare il passo dell'accelerogramma. L'analisi non lineare dinamica deve essere confrontata con un'analisi modale con spettro di risposta di progetto, al fine di controllare le differenze in termini di sollecitazioni globali alla base della struttura. Nel caso delle costruzioni con isolamento alla base, l'analisi dinamica non lineare è obbligatoria quando il sistema d'isolamento non può essere rappresentato da un modello lineare equivalente, come verrà mostrato in seguito.

3.1.3 Isolamento sismico

L'isolamento sismico rientra tra le strategie di protezione usualmente raggruppate sotto la denominazione di "controllo passivo delle vibrazioni". Di queste, l'isolamento sismico e la dissipazione di energia sono quelle più comunemente utilizzate. Entrambe le tecniche di protezione sono correntemente usate per la protezione delle costruzioni, sia nuove che esistenti, e sono efficaci in ragione del modo in cui ne modificano il comportamento dinamico.

L'isolamento sismico è essenzialmente finalizzato a limitare l'energia in ingresso attraverso isolatori collocati tra la porzione di costruzioni da proteggere e quella solidale al terreno.

La dissipazione di energia, invece, consente di dissipare parte dell'energia in ingresso attraverso meccanismi di dissipazione controllata, utilizzando appositi dispositivi collocati all'interno della struttura o colleganti strutture contigue.

Per realizzare l'isolamento sismico occorre creare una discontinuità strutturale lungo l'altezza della costruzione, che permetta ampi spostamenti orizzontali relativi tra la parte della costruzione superiore (sovrastruttura) e quella inferiore (sottostruttura). Il collegamento tra queste ultime è realizzato mediante isolatori, ovvero speciali apparecchi di appoggio caratterizzati da rigidezze basse nei confronti degli spostamenti orizzontali, ed elevate nei confronti di quelli verticali.

Nei ponti l'isolamento sismico è generalmente realizzato tra l'impalcato e le strutture di supporto (pile e spalle), e nel qual caso gli isolatori sostituiscono gli usuali apparecchi d'appoggio. Normalmente la riduzione delle forze sismiche che ne consegue, produce i suoi maggiori benefici sulle pile e sulle spalle. Nei ponti ad impalcato continuo, un'attenta calibrazione delle caratteristiche meccaniche e dei dispositivi di isolamento e di vincolo, che collegano l'impalcato con le pile e le spalle, permette altresì di migliorare la distribuzione delle forze sismiche orizzontali, trasmesse dall'impalcato alle diverse strutture di supporto.

Molti degli isolatori attualmente in commercio, anche a comportamento sostanzialmente lineare, garantiscono rapporti di smorzamento del sistema di isolamento superiori al 5%. Per modificare e migliorare le caratteristiche del sistema di isolamento, in termini di capacità dissipative e ricentranti, si possono utilizzare dispositivi ausiliari con opportuno comportamento meccanico.

Gli effetti dell'isolamento su una struttura possono essere ben interpretati, facendo riferimento a forme tipiche degli spettri di risposta elastici in accelerazioni e in spostamenti, per diversi rapporti di smorzamento. Considerando una porzione di struttura che avrebbe un periodo fondamentale di oscillazione T_{bf} in una data direzione, l'isolamento alla base di questa porzione deve produrre uno dei seguenti effetti:

- l'incremento del periodo grazie all'adozione di dispositivi con comportamento di insieme approssimativamente lineare. Si ottiene un buon "disaccoppiamento" quando il periodo della struttura isolata T_{is} risulta soddisfare $T_{is} \ge 3 \cdot T_{bf}$. Maggiore è l'incremento di questo periodo, generalmente $T_{is} > 2 \ sec$, maggiore è la riduzione delle accelerazioni sulla sovrastruttura e l'incremento degli spostamenti, che si concentrano essenzialmente nel sistema di isolamento;
- la limitazione della forza trasmessa alla sottostruttura, grazie all'adozione di dispositivi con comportamento di insieme non lineare, caratterizzato da basso incrudimento, ovvero incrementi minimi o nulli della forza per grandi spostamenti. In questo modo si limitano le forze di inerzia, quindi l'accelerazione, sulla sovrastruttura, ancora a scapito di un sensibile incremento degli spostamenti nel sistema di isolamento.

Oltre che nei due modi detti, l'isolamento si può conseguire utilizzando dispositivi che garantiscono al sistema un comportamento di insieme intermedio tra i due.

Quanto appena detto viene mostrato nella seguente Figura 72.



Incremento del periodo (e dissipazione)

Limitazione della forza (e dissipazione)

Figura 72: Riduzione della domande mediante isolamento sismico

Il sistema d'isolamento è composto dai dispositivi d'isolamento e, eventualmente, di dissipazione, ciascuno dei quali espleta una o più delle seguenti funzioni:

- sostegno dei carichi verticali con elevata rigidezza in direzione verticale e bassa rigidezza o resistenza in direzione orizzontale, permettendo notevoli spostamenti orizzontali;
- dissipazione di energia con meccanismi isteretici e/o viscosi;
- ricentraggio del sistema;
- vincolo laterale, con adeguata rigidezza sotto carichi orizzontali di servizio.

Fanno parte integrante del sistema d'isolamento gli elementi di connessione, nonché eventuali vincoli supplementari disposti per limitare gli spostamenti orizzontali, dovuti ad azioni non sismiche, come vento o dilatazioni termiche. Questi dispositivi sono comunemente detti "Shock Trasmitter" e sono dispositivi strutturali frequentemente usati in ponti e viadotti, con comportamento dipendente dalla velocità relativa con cui si muovono gli elementi strutturali a cui sono collegati. Questi dispositivi di vincolo dinamico o di vincolo provvisorio vengono utilizzati per creare un vincolo efficace solo in presenza di carichi dinamici. Infatti, se gli elementi strutturali a cui sono connessi, subiscono spostamenti relativi molto lenti, ad esempio causati da deformazioni termiche, questi dispositivi reagiscono con una forza di reazione molto bassa, che non impedisce tali spostamenti. In questo modo nella struttura non si generano sollecitazioni di coazione significative. Invece, sotto l'azione di carichi dinamici, la reazione dei dispositivi aumenta significativamente, così che essi esplicano l'azioni di vincolo. Gli Shock Trasmitter consentono, quindi, di usufruire allo stesso tempo dei vantaggi di una struttura isostatica per carichi di esercizio e di una struttura iperstatica per carichi dinamici.

Inoltre, viene definita come interfaccia di isolamento, la superficie di separazione sulla quale è attivo il sistema d'isolamento, che separa due parti:

- "sottostruttura", la parte della struttura posta al di sotto dell'interfaccia del sistema d'isolamento e che include le fondazioni, avente in genere deformabilità orizzontale trascurabile e soggetta direttamente agli spostamenti imposti dal movimento sismico del terreno;
- "sovrastruttura", la parte della struttura posta al di sopra dell'interfaccia d'isolamento e, perciò, isolata.

Entrambe si devono mantenere in campo sostanzialmente elastico.

Nella progettazione del sistema di isolamento, per minimizzare gli effetti torsionali, la proiezione del centro di massa della sovrastruttura sul piano degli isolatori ed il centro di rigidezza del sistema sottostrutturaisolamento devono essere, per quanto possibile, coincidenti. Inoltre, nei casi in cui il sistema di isolamento affidi a pochi dispositivi le sue capacità dissipative e ricentranti rispetto alle azioni orizzontali, occorre che tali dispositivi siano, per quanto possibile, disposti in maniera da minimizzare gli effetti torsionali (ad esempio perimetralmente) e siano in numero staticamente ridondante. Nel caso dei ponti, si potranno trascurare gli effetti dell'eccentricità accidentale delle masse.

Per minimizzare le differenze di comportamento dei dispositivi, le tensioni di compressione a cui lavorano, devono essere per quanto possibile uniformi. Nel caso di sistemi d'isolamento che utilizzino dispositivi di diverso tipo, particolare attenzione deve essere posta sui possibili effetti della differente deformabilità verticale sotto le azioni sia statiche che sismiche.

La sovrastruttura e la sottostruttura devono essere modellate come sistemi a comportamento elastico lineare, aventi rigidezza corrispondente al comportamento strutturale non dissipativo. Il sistema di isolamento può essere modellato, in relazione alle sue caratteristiche meccaniche, come avente comportamento visco-elastico lineare, oppure con legame costitutivo non lineare. La deformabilità verticale degli isolatori dovrà essere messa in conto quando il rapporto tra la rigidezza verticale del sistema di isolamento K_V e la rigidezza equivalente orizzontale K_{esi} è inferiore a 800.

Il sistema di isolamento può essere progettato tramite un'analisi dinamica lineare o un'analisi dinamica non lineare.

L'analisi dinamica lineare è permessa quando è possibile modellare elasticamente il comportamento non lineare del sistema di isolamento. Ciò è consentito quando sono soddisfatte le seguenti condizioni:

 la rigidezza equivalente del sistema d'isolamento è almeno pari al 50% della rigidezza secante per cicli con spostamento pari al 20% dello spostamento di riferimento, come mostrato nella seguente Figura 73;



Figura 73: Analisi dinamica lineare - condizione 1

- lo smorzamento lineare equivalente del sistema di isolamento, come definito in precedenza, è inferiore al 30%;
- le caratteristiche forza-spostamento del sistema d'isolamento non variano di più del 10% per effetto di variazioni della velocità di deformazione in un campo del ±30% intorno al valore di progetto, e dell'azione verticale sui dispositivi, nel campo di variabilità di progetto;
- l'incremento della forza nel sistema d'isolamento per spostamenti tra $0.5 \cdot d_c e d_{dc}$, essendo d_{dc} lo spostamento del centro di rigidezza dovuto all'azione sismica, è almeno pari al 2,5% del peso totale della sovrastruttura, come mostrato nella seguente Figura 74.



Figura 74: Analisi dinamica lineare - condizione 4

Tali condizioni sono soddisfatte solamente quando il loro comportamento non si discosti troppo da quello lineare.

Inoltre, quando viene utilizzato un modello lineare, si deve adottare una rigidezza equivalente riferita allo spostamento totale di progetto per lo stato limite in esame di ciascun dispositivo, facente parte del sistema di isolamento. La rigidezza totale equivalente del sistema di isolamento K_{esi} , è pari alla somma delle rigidezze equivalenti dei singoli dispositivi. L'energia dissipata dal sistema d'isolamento deve essere espressa in termini di coefficiente di smorzamento viscoso equivalente del sistema d'isolamento ξ_{esi} , valutato con riferimento all'energia dissipata dal sistema di isolamento in cicli, con frequenza nell'intervallo delle frequenze naturali dei modi considerati.

Quando la rigidezza e/o lo smorzamento equivalenti del sistema di isolamento dipendono significativamente dallo spostamento di progetto, deve applicarsi una procedura iterativa fino a che la differenza tra il valore assunto e quello calcolato non sia inferiore al 5%.

Invece, lo spettro di risposta di progetto $S_d(T)$ è pari allo spettro di risposta elastico $S_e(T)$ e viene ridotto nel campo di periodi $T \ge 0.8 \cdot T_{is}$, assumendo per il coefficiente riduttivo ξ il valore corrispondente al coefficiente di smorzamento viscoso, equivalente ξ_{esi} del sistema di isolamento.

L'analisi dinamica non lineare permette di rispecchiare in modo coerente il comportamento degli isolatori. Infatti, il legame costitutivo dei singoli dispositivi del sistema d'isolamento, deve riprodurre adeguatamente il loro comportamento nel campo di deformazioni e velocità che si verificano durante l'azione sismica, anche in relazione alla corretta rappresentazione dell'energia dissipata nei cicli di isteresi.

3.2 Tipologie dispositivi antisismici e relative verifiche

In questo capitolo vengono descritte le diverse tipologie di dispositivi antisismici e i loro criteri progettuali riferiti alla modellazione e alla verifica.

Per il ponte in esame sono state utilizzate le seguenti tipologie di dispositivi:

- isolatori elastomerici ad elevato smorzamento HDRB;
- isolatori elastomerici con nucleo in piombo LRB;
- isolatori a pendolo ad attrito FPS;
- dissipatori isteretici in acciaio;

Nei successivi sottocapitoli queste diverse tipologie verranno descritte nel dettaglio.

3.2.1 Isolatori elastomerici ad elevato smorzamento HDRB

Gli isolatori elastomerici ad elevato smorzamento HDRB sono dispositivi d'appoggio in elastomero armato, costituiti da strati di elastomero (gomma naturale), rinforzati con lamierini d'acciaio tramite vulcanizzazione, come mostrato nella seguente Figura 75.



Figura 75: Isolatore elastomerico ad elevato smorzamento

Gli strati alterni di acciaio hanno spessore di 2-3 mm e hanno la funzione di confinare gli strati di elastomero, limitandone la deformabilità verticale, senza influire significativamente sulla deformabilità a taglio. Inoltre, avendo dimensioni inferiori rispetto agli strati di elastomero, risultano inglobati al suo interno, evitando così eventuali attacchi chimici. Invece, gli strati di elastomero hanno spessore di 5-20 mm e possono essere realizzati in tre differenti mescole: morbida, intermedia e dura. Esse influenzeranno le proprietà del materiale, come mostrato nella seguente Tabella 145.

Mescola	Modulo di taglio G	Smorzamento viscoso equivalente ξ
Media	0,4 MPa	10%
Intermedia	0,8 MPa	12%
Dura	1,4 MPa	15%

Tabella 145: Proprietà mescole isolatore elastomerico ad elevato smorzamento

Questa tipologia di isolatori presenta diversi vantaggi:

- alta capacità di ricentraggio, dovuta al loro comportamento quasi-lineare;
- buona capacità di smorzamento, avente un valore compreso tra il 10% e il 15%;
- bassa rigidezza orizzontale, in modo da ottenere un alto periodo della struttura isolata T_{is};
- nessuna manutenzione necessaria. Viene raccomandata l'ispezione ogni 5 anni o dopo un evento eccezionale, come un terremoto o un incendio.

Tuttavia, questa tipologia di isolatori è soggetta a fenomeni di invecchiamento, dovuto alla presenza di additivi (nerofumo, silicio) all'interno dell'elastomero. Tali fenomeni variano anche in seguito ad elevate temperature.

La posa in opera degli isolatori avviene in diverse fasi:

 getto della struttura sottostante, che viene effettuato fino a qualche centimetro sotto alla quota degli isolatori. Inoltre, è necessario lasciare dei fori per il posizionamento delle zanche dell'isolatore, come mostrato nella seguente Figura 76. Tali fori devono avere un diametro almeno doppio di quello delle zanche.



Figura 76: Posa in opera isolatore: getto strutture sottostanti

posizionamento dell'isolatore alla quota idonea tramite l'ausilio di viti di regolazione.
 Successivamente viene inserita la casseratura nell'area circostante, come mostrato nella seguente
 Figura 77.



Figura 77: Posa in opera isolatore: posizionamento isolatore alla quota idonea

- getto del giunto in malta. Esso viene mostrato nella seguente Figura 78.



Figura 78: Posa in opera isolatore: getto del giunto in malta

 posizionamento delle zanche superiori e della casseratura della sovrastruttura. Esso viene mostrato nella seguente Figura 79.



Figura 79: Posa in opera isolatore: posizionamento zanche superiori e casseratura della sovrastruttura

- getto della sovrastruttura. Esso viene mostrato nella seguente Figura 80.



Figura 80: Posa in opera isolatore: getto della sovrastruttura

Il comportamento di questa tipologia di isolatori viene modellato mediante un andamento lineare, come mostrato nella seguente Figura 81.



Figura 81: Comportamento isolatore elastomerico ad elevato smorzamento

La legge puramente lineare di questo dispositivo permette di effettuare il loro dimensionamento attraverso un'analisi dinamica lineare.

La scelta del dispositivo viene effettuata in funzione del periodo della struttura isolata T_{is} ipotizzato, che dipenderà dalla rigidezza orizzontale degli isolatori, e dal massimo carico verticale che l'isolatore può sostenere. Nel caso di ponti, la posizione degli isolatori è obbligata ed è consigliato l'utilizzo dello stesso tipo di isolatore. Ciò è dovuto al fatto che, per ogni differente isolatore, è necessario effettuare prove distruttive per valutare il suo comportamento, ma queste ultime risultano onerose.

La verifica dell'isolatore viene effettuata tramite le seguenti limitazioni:

- verifica degli spostamenti totali: è necessario assicurare che lo spostamento consentito dal dispositivo sia minore dello spostamento agente d_E , ottenuto per l'effetto contemporaneo del sisma, delle variazioni termiche e degli effetti reologici. Questo spostamento si ottiene come il valore massimo tra le seguenti relazioni:

$$d_{1} = \sqrt{(d_{long} + d_{reo} + 0.5 \cdot d_{term})^{2} + (0.3 \cdot d_{trasv})^{2}}$$
$$d_{1} = \sqrt{(0.3 \cdot d_{long} + d_{reo} + 0.5 \cdot d_{term})^{2} + (d_{trasv})^{2}}$$

In cui d_{long} è lo spostamento longitudinale massimo dovuto al sisma, d_{trasv} è lo spostamento trasversale massimo dovuto al sisma, d_{reo} è lo spostamento dovuto agli effetti reologici e d_{term} è lo spostamento dovuto alle variazioni termiche.

 verifica della deformazione dovuta allo spostamento sismico orizzontale: viene effettuata tramite la seguente relazione, definita nella Circolare Applicativa delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 nel capitolo 11.9.7:

$$\gamma_s = \frac{d_2}{t_e} \le 2$$

In cui γ_s è la deformazione di taglio dell'elastomero, dovuta allo spostamento sismico d_2 , mentre t_e è l'altezza totale dell'elastomero.

 verifica della deformazione totale di taglio: viene effettuata tramite la seguente relazione, definita nella Circolare Applicativa delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 nel capitolo 11.9.7:

$$\gamma_t = \gamma_s + \gamma_c + \gamma_\alpha \le 5$$

In cui γ_t è la deformazione totale di taglio e γ_c è la deformazione di taglio dell'elastomero prodotta dalla compressione e si ottiene tramite la seguente relazione:

$$\gamma_c = \frac{1, 5 \cdot V}{S_1 \cdot G_{din} \cdot A_r}$$

Dove V è la forza verticale totale agente sull'isolatore. Essa considera sia il peso della sovrastruttura, sia l'azione sismica. S_1 è il fattore di forma primario ottenuto tramite la seguente relazione:

$$S_1 = \frac{D}{4 \cdot t_i}$$

In cui D è il diametro dell'isolatore e t_i è lo spessore del singolo strato.

Mentre G_{din} è il modulo di taglio dinamico e A_r è l'area ridotta efficace dell'isolatore, valutata tramite la seguente relazione:

$$A_r = (\varphi - \sin \varphi) \cdot \frac{D^2}{4}$$

Con:

$$\varphi = 2 \cdot \arccos\left(\frac{d_2}{D}\right)$$

La valutazione dell'area efficace è necessaria in quanto il trasferimento del carico dalla piastra superiore a quella inferiore, avviene attraverso l'area condivisa da entrambe le piastre, come mostrato nella seguente Figura 82.



Figura 82: Configurazione area ridotta efficace

La compressione del singolo strato di elastomero, dovuta al carico verticale, porta alla nascita di una tensione tangenziale. Essa è dovuta all'azione di confinamento dei lamierini di acciaio e dal fatto che il disco di gomma si espande lateralmente, perché il suo volume non varia.

Infine, γ_{α} è la deformazione di taglio dovuta alla rotazione angolare e si ottiene tramite la relazione:

$$\gamma_{\alpha} = \frac{3 \cdot \alpha \cdot D^2}{8 \cdot t_i \cdot t_e}$$

verifica del carico critico di instabilità: viene effettuata tramite la seguente relazione, definita nella
 Circolare Applicativa delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 nel capitolo 11.9.7:

$$V < \frac{V_{cr}}{2}$$

In cui V_{cr} è il carico critico di instabilità e si ottiene tramite la relazione:

$$V_{cr} = \frac{S_1 \cdot G_{din} \cdot A_r \cdot D}{t_e}$$

- verifica della tensione di compressione massima agente sulla piastra di acciaio σ_s : viene effettuata tramite la seguente relazione, definita nella Circolare Applicativa delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 nel capitolo 11.9.7:

$$\sigma_s = \frac{1, 3 \cdot V \cdot (t_1 + t_2)}{A_r \cdot t_s} \le f_{yk}$$

In cui t_1 e t_2 sono gli spessori di elastomero direttamente a contatto con la piastra, t_s è lo spessore della piastra di acciaio e f_{yk} è la resistenza della piastra di acciaio.

3.2.2 Isolatori elastomerici con nucleo in piombo LRB

Gli isolatori elastomerici con nucleo in piombo LRB sono dispositivi d'appoggio in elastomero armato, costituiti da strati di elastomero (gomma naturale) rinforzati con lamierini d'acciaio tramite vulcanizzazione, con un nucleo centrale in piombo di forma cilindrica, come mostrato nella seguente Figura 83.



Figura 83: Isolatore elastomerico con nucleo in piombo

Il piombo, impiegato quasi puro al 100%, ha la proprietà di deformarsi plasticamente dissipando energia e ricristallizzando dopo un ciclo di deformazione plastica. In questo modo può sopportare un numero indefinito di cicli di isteresi. La plasticizzazione del piombo consente di ottenere un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ intorno al 30% e in questo caso esso non dipende dalla mescola dell'elastomero. Quest'ultima influenza solamente il modulo di taglio *G*, come mostrato nella seguente Tabella 146.

Tabella 146: Modulo di taglio G in funzione della mescola

Mescola	Modulo di taglio <i>G</i>
Morbida	0,4 MPa
Intermedia	0,6 MPa

Questa tipologia di isolatori presenta diversi vantaggi:

- scarsa capacità di ricentraggio;
- elevata capacità di smorzamento, pari al 30%;
- comportamento elasto-plastico con elevata rigidezza iniziale, permettendo di dissipare energia mediante cicli isteretici e ottenere spostamenti trascurabili per carichi non elevati;
- nessuna manutenzione necessaria. Viene raccomandata l'ispezione ogni 5 anni o dopo un evento eccezionale, come un terremoto o un incendio.

La posa in opera viene eseguita allo stesso modo degli isolatori elastomerici ad elevato smorzamento, mostrata nel capitolo precedente.

Il comportamento di questa tipologia di isolatori viene modellato attraverso un andamento bilineare, come mostrato nella seguente Figura 84.



Figura 84: Comportamento isolatore elastomerico con nucleo in piombo

Questo comportamento bilineare è la combinazione di quello elastico lineare dell'elastomero e di quello elasto-plastico dei nuclei in piombo. Ciò comporta una dissipazione di energia maggiore rispetto a quella dissipata da quelli senza nucleo in piombo. Il ciclo di isteresi è caratterizzato da una elevata rigidezza iniziale, fornita esclusivamente dal nucleo in piombo. In questo modo, quando l'isolatore rimane in campo elastico ha una elevata capacità di ricentraggio mentre, superato lo snervamento, tale capacità si perde.

Questo andamento non lineare può essere considerato utilizzando un'analisi dinamica non lineare. In alternativa, invece, è possibile modellare la risposta dell'isolatore in modo lineare, utilizzando una rigidezza efficace, valutata in funzione dello spostamento. Ciò è consentito solamente quando sono soddisfatte alcune condizioni riguardanti rigidezza e smorzamento.

Le verifiche da effettuare nel dispositivo sono le medesime degli isolatori elastomerici ad elevato smorzamento.

3.2.3 Isolatori a pendolo ad attrito FPS

Gli isolatori a pendolo ad attrito FPS sono dispositivi di appoggio multidirezionali con superficie di scorrimento curva che utilizzano il principio di funzionamento del pendolo. Il loro utilizzo è relativamente recente, risalente ai primi anni '90.

I due fattori che caratterizzano la risposta dei singoli dispositivi di isolamento, e quindi della sovrastruttura, sono il raggio di curvatura della calotta sferica e le caratteristiche fisiche dell'attrito che si viene a creare tra la superficie di scivolamento e l'articolazione di movimento.

Il raggio della calotta sferica è legato solamente alla geometria dell'isolatore, mentre il fenomeno di tipo attritivo che si manifesta, è governato dalla scelta del materiale posto a contatto con la superficie di scorrimento in acciaio. Questi dispositivi possono essere realizzati in due differenti tipologie: dispositivi a singola curvatura e dispositivi a doppia curvatura, come mostrato nella seguente Figura 85.



Figura 85: Dispositivi a pendolo ad attrito

I dispositivi a doppia curvatura presentano una maggiore compattezza dovuta al fatto che distribuiscono in modo uniforme lo spostamento relativo tra sovrastruttura e sottostruttura. Infine, questi dispositivi possono essere soggetti esclusivamente a sollecitazioni di compressione.

Questa tipologia di isolatori presenta diversi vantaggi:

- alta capacità di ricentraggio, dovuta alla superficie curva che permette di tornare alla posizione iniziale;
- buona capacità di smorzamento, grazie all'attrito tra le due superfici di scorrimento;
- eliminazione dei fenomeni torsionali, dovuta al fatto che il centro di rigidezza corrisponde al centro di massa.

Tuttavia, questi dispositivi presentano alcuni svantaggi, quali l'innalzamento della sovrastruttura durante l'evento sismico e la manutenzione programmata, dovuta alla necessità di mantenere pulita la superficie di scorrimento.

La posa in opera viene eseguita allo stesso modo degli isolatori elastomerici ad elevato smorzamento, mostrata nel capitolo precedente.

Il comportamento di questa tipologia di isolatori viene modellato attraverso un andamento bilineare, come mostrato nella seguente Figura 86.



Figura 86: Comportamento isolatore a pendolo ad attrito

Dove la curva bilineare viene definita dalla seguente relazione:

$$F = \mu \cdot N_{Sd} + \frac{N_{Sd}}{R} \cdot d$$

Dove:

- μ è il coefficiente di attrito dinamico. Esso è il parametro più importante nella modellazione e dipende principalmente dal carico verticale agente N_{Sd} e del carico che l'isolatore può sopportare N_{Ed} ;
- *N_{Sd}* è il carico verticale agente sull'isolatore;
- *R* è il raggio di curvatura della superficie sferica.

Gli isolatori hanno rigidezza teoricamente infinita fino alla rottura dei legami di attrito, ovvero in corrispondenza dell'inizio dello scorrimento. Fino alla condizione di distacco, la sovrastruttura e la sottostruttura sono tra loro rigidamente vincolate ed il comportamento del sistema nel suo complesso è identico a quello di una struttura non isolata, pari a:

$$K_2 = \frac{N_{Sd}}{R}$$

Questo andamento non lineare può essere considerato utilizzando un'analisi dinamica non lineare. In alternativa, invece, è possibile modellare la risposta dell'isolatore in modo lineare, utilizzando una rigidezza efficace K_e e uno smorzamento efficace ξ_e , ottenuti tramite le relazioni:

$$K_e = N_{Sd} \cdot \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{d}\right)$$
$$\xi_e = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{1}{\frac{d}{\mu \cdot R} + 1}$$

Tuttavia, il modello lineare equivalente può essere utilizzato solamente nel caso di soddisfacimento delle quattro condizioni definite in precedenza:

 la rigidezza equivalente del sistema di isolamento deve essere almeno pari al 50 % del valore secante per cicli con deformazione pari al 20 % dello spostamento di riferimento. Essa si traduce nella seguente relazione:

$$\frac{R}{d} \le \frac{1}{3 \cdot \mu}$$

Il soddisfacimento di questo requisito costituisce un forte vincolo sul valore del raggio e per ciò la modellazione lineare di tali dispositivi è possibile solo in presenza di cicli isteretici sufficientemente "sottili", ovvero caratterizzati da attrito basso e spostamento elevato o, in altre parole, per comportamenti poco dissipativi. Proprio per questa ragione, attraverso la relazione precedente, è possibile definire la seguente limitazione sullo smorzamento:

$$\xi_e \le 15,9\%$$

- lo smorzamento lineare equivalente del sistema di isolamento deve essere inferiore al 30%. Questa limitazione risulta certamente soddisfatta tramite il punto precedente.
- le caratteristiche forza-spostamento del sistema di isolamento non devono essere soggette a scostamenti superiori al 10 % per effetto di variazioni della velocità di deformazione, in un campo del ± 30 % intorno al valore di progetto. Questa condizione risulta soddisfatta tramite la seguente relazione:

$$\Delta N \leq 0, 1 \cdot N_{q-perm}$$

- l'incremento della forza nel sistema di isolamento per spostamenti tra $0.5 \cdot d_{dc}$ e d_{dc} deve essere almeno pari al 2.5% del peso totale W della sovrastruttura. Essa si traduce nella seguente relazione:

$$R \le \frac{d_{dc}}{0,05}$$

Queste ultime difficilmente risultano soddisfatte. Per questo motivo è consigliata un'analisi dinamica non lineare.

Infine, questi dispositivi possono essere combinati con dispositivi di vincolo dinamico, soprattutto per l'utilizzo in ponti e viadotti, così da ridurre le forze orizzontali trasmesse alle pile in condizioni di servizio. In tali dispositivi combinati, i dispositivi di vincolo dinamico consentono i movimenti lenti dovuti alle variazioni di temperatura, senza trasmettere alla pila valori significativi di forze orizzontali. Invece, durante il sisma, i dispositivi di vincolo dinamico diventano rigidi e gli isolatori a scorrimento vengono attivati.

3.2.4 Dissipatori isteretici in acciaio

I dissipatori isteretici in acciaio sono dispositivi di appoggio in grado di resistere ai carichi verticali e, grazie alla presenza di elementi isteretici a comportamento elasto-plastico, di controllare il valore della forza orizzontale e di dissipare una quantità notevole di energia durante l'evento sismico. Nella seguente Figura 87 è mostrato un esempio di dissipatore isteretico in acciaio.



Figura 87: Dissipatore isteretico in acciaio

Questa tipologia di dissipatori consente di dissipare una notevole quantità di energia grazie al loro ciclo isteretico e, di conseguenza, trasmettere alle pile una minore forza orizzontale. Inoltre, questi dispositivi garantiscono una curva di risposta stabile durante la risposta dinamica, senza alcun deterioramento del ciclo di isteresi.

Questa tipologia di isolatori presenta diversi vantaggi:

- elevato smorzamento, dovuto alla alta capacità dissipativa;
- manutenzione molto semplice, dovuta al fatto che tutte le sue parti sono realizzate in acciaio;
- possibilità di controllare la forza orizzontale che si trasmette dalla sovrastruttura alla sottostruttura;
- curva di risposta molto semplice (bilineare) e non sensibile alla temperatura.

Anche questi dispositivi possono essere combinati con dispositivi di vincolo dinamico, soprattutto per l'utilizzo in ponti e viadotti.

Un'ottima configurazione è posizionare un appoggio fisso in una pila centrale dell'impalcato. Questo appoggio deve avere una forza di snervamento più grande di 1,5 volte il carico orizzontale di progetto, escluso il terremoto. Invece, sulle altre pile vengono posizionati degli appoggi mono-direzionali dotati di Shock Trasmitter, che consentono i movimenti lenti e diventano rigidi solamente in presenza di un'azione impulsiva, come quella sismica. Infine, vengono posizionati degli appoggi multidirezionali sulle spalle del ponte.

3.3 Progettazione e verifica sistemi di isolamento

In questo capitolo viene effettuata la progettazione di quattro configurazioni di sistemi di isolamento, successivamente viene eseguita la loro verifica e vengono confrontate le azioni sulle pile dovute al sisma nelle diverse configurazioni.

Le analisi sono state effettuate mediante un modello semplificato dell'impalcato, in modo da permettere il loro svolgimento con il software Midas Civil.

Il modello semplificato è composto da tre elementi beam a sezione costante per tutto l'impalcato: due elementi sono le travi metalliche e il terzo è la soletta di calcestruzzo. Questi elementi sono stati collegati tra loro mediante l'utilizzo di link rigidi. Gli isolatori, invece, sono stato modellati come molle a comportamento lineare, nel caso di analisi dinamica lineare, e come molle a comportamento non lineare, nel caso di analisi dinamica lineare.

Le analisi dinamiche lineari per ciascun sistema di isolamento sono state effettuate con l'utilizzo di uno spettro di risposta elastico, mostrato in Figura 88.



Figura 88: Spettro di accelerazione elastico orizzontale

Questo spettro è stato valutato utilizzando i seguenti parametri:

- vita nominale V_N pari a 50 anni;
- coefficiente d'uso c_U pari a 2;
- categoria del sottosuolo B;
- categoria topografica T1.

Le analisi dinamiche non lineari, invece, sono state effettuate utilizzando tre gruppi di accellerogrammi spettro-compatibili. Ciascun accelerogramma artificiale è stato ottenuto mediante il programma SIMQKE. Essi sono mostrati nelle seguenti Figure.



Figura 89: Accelerogramma gruppo 1 direzione X



Figura 90: Accelerogramma gruppo 1 direzione Y



Figura 91: Accelerogramma gruppo 1 direzione Z



Figura 92: Accelerogramma gruppo 2 direzione X



Figura 93: Accelerogramma gruppo 2 direzione Y



Figura 94: Accelerogramma gruppo 2 direzione Z



Figura 95: Accelerogramma gruppo 3 direzione X



Figura 96: Accelerogramma gruppo 3 direzione Y



Figura 97: Accelerogramma gruppo 3 direzione Z

3.3.1 Isolatori elastomerici ad alto dissipamento HDRB

Per questa tipologia di dispositivi antisismici è stata effettuata solamente l'analisi dinamica lineare, grazie al loro comportamento lineare. Per ciascuna pila e spalla sono stati posizionati due isolatori della stessa tipologia, aventi le caratteristiche mostrate nella seguente Tabella 147.

Isolatori HDRB							
		Coefficiente	Spostamento	Pigidozza	Pigidozza	Carico massimo	Carico massimo
Diametro	Mescola	di	Massimo	Orizzontalo	Vorticalo	a spostamento	a spostamento
		Smorzamento	Orizzontale	Onzzontale	verticale	zero	massimo
D		ξ	Δ _{max}	K _e	K _v	Fzd	V _{sisma}
mm		%	mm	kN/mm	kN/mm	kN	kN
900	N	12	300	3,03	2814	21220	10980

Tabella 147: Proprietà isolatori ad alto dissipamento HDRB

3.3.1.1 Analisi dinamica lineare

Tramite le rigidezze mostrate in precedenza, è possibile valutare il periodo riferito al modo di vibrare longitudinale, come mostrato nella seguente Tabella 148.

Tabella 148: Periodo longitudinale isolatori ad alto dissipamento HDRB

Periodo Longitudinale HDRB				
Rigidezza Orizzontale Totale	Peso Totale	Primo Periodo Sistema Isolato		
K _{esi}	P _{tot}	T _{is}		
kN/mm	kN	sec		
66,66	128749,50	2,79		

Grazie a questo periodo di riferimento è possibile valutare lo spettro di progetto utilizzato nell'analisi dinamica lineare, mostrato nella seguente Figura 98.





Tramite il programma Midas Civil viene effettuata l'analisi modale della struttura e, successivamente, a ciascun modo di vibrare viene associata la sua accelerazione, ottenuta dallo spettro mostrato in precedenza. Nelle seguenti Figure sono mostrati i modi di vibrare principali e nelle Tabelle sono mostrati i periodi di ciascun modo e la massa attivata in ogni direzione.
Mode	Frequ	lency	Period
No	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)
1	2.110398	0.335880	2.977252
2	2.245205	0.357335	2.798491
3	2.517885	0.400734	2.495422
4	3.072955	0.489076	2.044672
5	5.184399	0.825123	1.211941
6	5.376493	0.855695	1.168640
7	8.699045	1.384496	0.722285
8	8.945055	1.423650	0.702420
9	9.645080	1.535062	0.651439
10	10.271404	1.634745	0.611716
11	10.898941	1.734620	0.576495
12	11.751781	1.870354	0.534658
13	13.470266	2.143859	0.466448
14	13.712776	2.182456	0.458199
15	13.981007	2.225146	0.449409

Tabella 149: Modi di vibrare isolatori ad alto dissipamento HDRB

Tabella 150: Masse partecipanti isolatori ad alto dissipamento HDRB

Mode	TRA	N-X	TRA	N-Y	TRA	N-Z	ROT	FN-X	ROT	N-Y	ROT	ΓN-Z
No	MASS(%	SUM(%)										
1	0.00	0.00	72.94	72.94	0.00	0.00	12.39	12.39	0.00	0.00	3.57	3.57
2	83.12	83.12	0.00	72.94	0.00	0.00	0.00	12.39	0.00	0.00	0.00	3.57
3	0.00	83.12	1.02	73.96	0.00	0.00	0.17	12.56	0.00	0.00	77.48	81.05
4	0.00	83.12	9.08	83.03	0.00	0.00	1.56	14.12	0.00	0.00	2.97	84.02
5	0.00	83.12	0.00	83.03	0.00	0.00	0.00	14.12	0.00	0.00	0.68	84.70
6	0.00	83.12	0.00	83.03	2.68	2.68	0.03	14.15	0.02	0.03	0.00	84.70
7	0.00	83.12	0.01	83.04	0.00	2.68	0.00	14.15	0.00	0.03	0.00	84.70
8	0.00	83.12	0.00	83.04	0.05	2.74	0.01	14.17	0.27	0.30	0.00	84.70
9	0.00	83.12	0.00	83.04	1.76	4.49	0.13	14.29	2.00	2.30	0.00	84.70
10	0.00	83.12	0.00	83.04	11.94	16.43	0.02	14.31	1.65	3.96	0.00	84.70
11	0.00	83.12	0.00	83.04	0.68	17.11	0.00	14.31	1.59	5.55	0.00	84.70
12	0.00	83.12	0.00	83.04	0.00	17.11	0.00	14.31	0.00	5.55	0.00	84.70
13	0.00	83.12	0.00	83.04	0.00	17.11	0.00	14.31	0.00	5.55	0.01	84.71
14	0.00	83.12	0.00	83.04	3.39	20.50	0.00	14.31	0.82	6.36	0.00	84.71
15	0.00	83.12	0.00	83.04	0.00	20.50	0.65	14.96	7.12	13.48	0.00	84.71



Figura 99: Configurazione geometrica 1° modo di vibrare isolatori ad alto dissipamento HDRB



Figura 100: Configurazione geometrica 2° modo di vibrare isolatori ad alto dissipamento HDRB



Figura 101: Configurazione geometrica 3° modo di vibrare isolatori ad alto dissipamento HDRB

Figura 102: Configurazione geometrica 4° modo di vibrare isolatori ad alto dissipamento HDRB

Come mostrato dalle precedenti Tabelle, il secondo modo di vibrare è quello puramente traslazionale. Il suo periodo è molto prossimo a quello valutato in precedenza per la modellazione dello spettro di risposta elastico. Nelle Tabelle precedenti sono mostrati solamente i primi quindici modi di vibrare, tuttavia nelle analisi sono stati valutati trenta modi di vibrare, in modo da raggiungere per ogni direzione l'85% di massa partecipante. Infine, sono mostrate le azioni agenti alla base dell'isolatore tramite la seguente Tabella 151.

Tabella 151: Azioni sismiche alla base degli isolatori ad alto dissipamento HDRB

Sistema di Isolamento HDRB							
Appoggio	Taglio Longitudinale	Taglio Trasversale					
	Tlong	T _{trasv}					
	kN	kN					
Spalla 1	483	389					
Pila 1	483	336					
Pila 2	480	333					
Pila 3	479	386					
Pila 4	478	472					
Pila 5	470	572					
Pila 6	471	599					
Pila 7	478	537					
Pila 8	483	471					
Pila 9	488	415					
Spalla 2	489	390					

3.3.1.2 Verifica sistema di isolamento

La verifica del sistema di isolamento composto da isolatori ad alto dissipamento HDRB avviene tramite differenti verifiche. Nella seguente Tabella 152 sono mostrate le azioni agenti su ciascun isolatore dovute al sisma, che saranno il dato di partenza per ciascuna verifica.

Azioni agenti sugli isolatori dovute al sisma									
		Carico	Spostamento	Spostamento	Rotazione	Carico massimo			
Posizione	Denominazione	Verticale	massimo	massimo	massima	verticale totale			
		Sisma	Longitudinale	Trasversale	massima	verticale totale			
		ΔN _{sis}	d _{max,long}	d _{max,trasv}	α_{max}	V _{tot}			
		kN	mm	mm	rad	kN			
1	Spalla 1 dx	2861,5	159	128	0,000292	5701,55			
2	Spalla 1 sx	2861,7	159	128	0,000292	5701,80			
3	P1 dx	1116,7	160	112	0,000292	6796,84			
4	P1 sx	1112,7	160	112	0,000292	6792,85			
5	P2 dx	667,7	160	111	0,000292	6347,86			
6	P2 sx	667,9	160	111	0,000292	6348,04			
7	P3 dx	661,5	160	129	0,000292	6341,67			
8	P3 sx	653,3	160	129	0,000292	6333,44			
9	P4 dx	705,2	161	158	0,000292	7332,04			
10	P4 sx	714,4	161	158	0,000292	7341,21			
11	P5 dx	1714,0	161	192	0,000292	10234,14			
12	P5 sx	1768,2	161	192	0,000292	10288,41			
13	P6 dx	1424,1	161	202	0,000292	9944,30			
14	P6 sx	1424,9	161	202	0,000292	9945,09			
15	P7 dx	731,1	162	180	0,000292	7357,90			
16	P7 sx	728,7	162	180	0,000292	7355,48			
17	P8 dx	423,3	161	157	0,000292	6103,46			
18	P8 sx	492,7	161	157	0,000292	6172,86			
19	P9 dx	723,2	161	138	0,000292	6403,29			
20	P9 sx	738,3	161	138	0,000292	6418,46			
21	Spalla 2 dx	2862,7	160	129	0,000292	5702,77			
22	Spalla 2 sx	2862.6	160	129	0.000292	5702.63			

Mentre nella seguente Tabella 153 sono mostrate le azioni agenti su ciascun isolatore a prescindere dall'azione sismica.

Azioni agenti sugli isolatori									
		Carico	Spostamento	Spostamento					
Posizione	Denominazione	Permanente	Ritiro	Variazioni					
		Verticale	Viscosita	Termiche					
		Р	d _{ritiro, viscosità, long}	d _{termica,long}					
		kN	mm	mm					
1	Spalla 1 dx	2840,06	33	157					
2	Spalla 1 sx	2840,06	33	157					
3	P1 dx	5680,13	26	132					
4	P1 sx	5680,13	26	132					
5	P2 dx	5680,13	18	102					
6	P2 sx	5680,13	18	102					
7	P3 dx	5680,13	13	73					
8	P3 sx	5680,13	13	73					
9	P4 dx	6626,81	7	45					
10	P4 sx	6626,81	7	45					
11	P5 dx	8520,19	0	8					
12	P5 sx	8520,19	0	8					
13	P6 dx	8520,19	9	39					
14	P6 sx	8520,19	9	39					
15	P7 dx	6626,81	16	77					
16	P7 sx	6626,81	16	77					
17	P8 dx	5680,13	21	105					
18	P8 sx	5680,13	21	105					
19	P9 dx	5680,13	29	136					
20	P9 sx	5680,13	29	136					
21	Spalla 2 dx	2840,06	35	161					
22	Spalla 2 sx	2840.06	35	161					

Tabella 154: Verifica carico verticale isolatori ad alto dissipamento HDRB

Tabella 153: Azioni permanenti agenti su isolatori ad alto dissipamento HDRB

A questo punto vengono mostrate le verifiche tramite le seguenti Tabelle.

Verifica Carico Spostamento Nullo Carico Carico Posizione Denominazione Permanente massimo a Verifica Verticale spostamento P V_{max} kΝ kΝ Spalla 1 dx 1 2840.06 21220 2 Spalla 1 sx 2840,06 21220 3 P1 dx 5680,13 21220 4 P1 sx 5680.13 21220 5 P2 dx 5680,13 21220 6 P2 sx 5680,13 21220 7 P3 dx 5680,13 21220 8 P3 sx 5680,13 21220 9 P4 dx 6626,81 21220 10 P4 sx 21220 6626,81 11 P5 dx 8520.19 21220 12 P5 sx 8520,19 21220 21220 13 P6 dx 8520,19 14 P6 sx 8520.19 21220 15 P7 dx 6626,81 21220 16 P7 sx 21220 6626,81 17 P8 dx 5680.13 21220 18 P8 sx 5680,13 21220 19 P9 dx 5680,13 21220 21220 20 P9 sx 5680,13 21 Spalla 2 dx 2840.06 21220 22 Spalla 2 sx 2840,06 21220

Verifica Cai	rico Spostamento I	viassimo		
		Carico	Carico	
Posizione	Denominazione	massimo	massimo a	Verifica
		verticale	spostamento	
		V _{tot}	V _{sisma}	
		kN	kN	
1	Spalla 1 dx	5701,55	10980	٧
2	Spalla 1 sx	5701,80	10980	٧
3	P1 dx	6796,84	10980	٧
4	P1 sx	6792,85	10980	٧
5	P2 dx	6347,86	10980	٧
6	P2 sx	6348,04	10980	٧
7	P3 dx	6341,67	10980	٧
8	P3 sx	6333,44	10980	٧
9	P4 dx	7332,04	10980	٧
10	P4 sx	7341,21	10980	٧
11	P5 dx	10234,14	10980	٧
12	P5 sx	10288,41	10980	٧
13	P6 dx	9944,30	10980	٧
14	P6 sx	9945,09	10980	٧
15	P7 dx	7357,90	10980	٧
16	P7 sx	7355,48	10980	٧
17	P8 dx	6103,46	10980	٧
18	P8 sx	6172,86	10980	٧
19	P9 dx	6403,29	10980	٧
20	P9 sx	6418,46	10980	V
21	Spalla 2 dx	5702,77	10980	V
22	Spalla 2 sx	5702,63	10980	٧

Verifica Spostamenti totali									
Posizione	Denominazione				Spostamento Massimo Orizzontale	Verifica			
		d1	d ₂	d _e	Δ _{max}				
		mm	mm	mm	mm				
1	Spalla 1 dx	273	204	273	300	V			
2	Spalla 1 sx	273	204	273	300	٧			
3	P1 dx	254	179	254	300	٧			
4	P1 sx	254	179	254	300	V			
5	P2 dx	231	162	231	300	٧			
6	P2 sx	231	162	231	300	٧			
7	P3 dx	213	162	213	300	٧			
8	P3 sx	213	162	213	300	٧			
9	P4 dx	196	176	196	300	٧			
10	P4 sx	196	176	196	300	V			
11	P5 dx	174	199	199	300	٧			
12	P5 sx	174	199	199	300	٧			
13	P6 dx	199	216	216	300	٧			
14	P6 sx	199	216	216	300	٧			
15	P7 dx	222	207	222	300	V			
16	P7 sx	222	207	222	300	٧			
17	P8 dx	240	199	240	300	٧			
18	P8 sx	240	199	240	300	V			
19	P9 dx	262	201	262	300	V			
20	P9 sx	262	201	262	300	٧			
21	Spalla 2 dx	279	208	279	300	V			
22	Spalla 2 sx	279	208	279	300	V			

Tabella 155: Verifica spostamenti isolatori ad alto dissipamento HDRB

Tabella 156: Verifica deformazione isolatori ad alto dissipamento HDRB

Verifica Deformazione											
		Deformazione		Fattore di		Area ridotta	Deformazione		Deformazione	Defermazione	
Posizione	Denominazione	a taglio	Verifica	forma		efficace	a taglio		a taglio	a taglia totalo	Verifica
		Orizzontale		primario		dell'isolatore	compressione		rotazione	a tagilo totale	
		Υs		S1	φ	Ar	γ۵	a²	γa	Ytot	
					rad	mm ²					
1	Spalla 1 dx	0,94	V	28,125	2,79	494258	0,77	177,39	0,065993304	1,78	V
2	Spalla 1 sx	0,94	V	28,125	2,79	494259	0,77	177,39	0,065993304	1,78	V
3	P1 dx	0,95	V	28,125	2,78	493178	0,92	177,39	0,065993304	1,94	V
4	P1 sx	0,95	V	28,125	2,78	493179	0,92	177,39	0,065993304	1,93	V
5	P2 dx	0,95	V	28,125	2,78	493116	0,86	177,39	0,065993304	1,88	V
6	P2 sx	0,95	V	28,125	2,78	493117	0,86	177,39	0,065993304	1,88	V
7	P3 dx	0,95	V	28,125	2,78	492746	0,86	177,39	0,065993304	1,88	V
8	P3 sx	0,95	V	28,125	2,78	492746	0,86	177,39	0,065993304	1,88	V
9	P4 dx	0,96	V	28,125	2,78	492324	0,99	177,39	0,065993304	2,02	V
10	P4 sx	0,96	V	28,125	2,78	492324	0,99	177,39	0,065993304	2,02	V
11	P5 dx	1,15	V	28,125	2,71	464255	1,47	177,39	0,065993304	2,68	V
12	P5 sx	1,15	V	28,125	2,71	464255	1,48	177,39	0,065993304	2,69	V
13	P6 dx	1,20	V	28,125	2,69	456336	1,45	177,39	0,065993304	2,72	V
14	P6 sx	1,20	V	28,125	2,69	456336	1,45	177,39	0,065993304	2,72	V
15	P7 dx	1,07	V	28,125	2,74	475179	1,03	177,39	0,065993304	2,17	V
16	P7 sx	1,07	V	28,125	2,74	475229	1,03	177,39	0,065993304	2,17	V
17	P8 dx	0,96	V	28,125	2,78	491761	0,83	177,39	0,065993304	1,85	V
18	P8 sx	0,96	V	28,125	2,78	491752	0,84	177,39	0,065993304	1,86	V
19	P9 dx	0,96	V	28,125	2,78	491615	0,87	177,39	0,065993304	1,90	V
20	P9 sx	0,96	V	28,125	2,78	491608	0,87	177,39	0,065993304	1,90	V
21	Spalla 2 dx	0,95	V	28,125	2,78	492671	0,77	177,39	0,065993304	1,79	V
22	Spalla 2 sx	0,95	V	28,125	2,78	492664	0,77	177,39	0,065993304	1,79	V

Verifica Carico Critico									
Posizione	Denominazione	Carico Critico	Carico massimo verticale	Verifica					
		Ver	V _{tot}						
		kN	kN	1					
1	Spalla 1 dx	59576	5701,55	V					
2	Spalla 1 sx	59576	5701,80	V					
3	P1 dx	59446	6796,84	V					
4	P1 sx	59446	6792,85	v					
5	P2 dx	59438	6347,86	V					
6	P2 sx	59438	6348,04	V					
7	P3 dx	59393	6341,67	V					
8	P3 sx	59393	6333,44	V					
9	P4 dx	59343	7332,04	V					
10	P4 sx	59343	7341,21	V					
11	P5 dx	55959	10234,14	V					
12	P5 sx	55959	10288,41	V					
13	P6 dx	55005	9944,30	V					
14	P6 sx	55005	9945,09	V					
15	P7 dx	57276	7357,90	V					
16	P7 sx	57282	7355,48	V					
17	P8 dx	59275	6103,46	V					
18	P8 sx	59274	6172,86	V					
19	P9 dx	59257	6403,29	V					
20	P9 sx	59256	6418,46	V					
21	Spalla 2 dx	59384	5702,77	V					
22	Spalla 2 sx	59384	5702,63	V					

Tabella 157: Verifica a carico critico isolatori ad alto dissipamento HDRB

3.3.2 Isolatori elastomerici con nucleo in piombo LRB

Per questa tipologia di dispositivi antisismici è stata effettuata sia l'analisi dinamica lineare, che l'analisi dinamica non lineare, a causa del comportamento non lineare di essi. Per ciascuna pila e spalla sono stati posizionati due isolatori della stessa tipologia, aventi le caratteristiche mostrate nella seguente Tabella 158.

Isolatori LR	B									
		Coefficiente	Spostamento	Rigidezza	Sportamonto	Forza Limito	Forza	Spostamento	Carico massimo	Carico massimo
Diametro	Mescola	di	Massimo	Orizzontale	Massimo SLV	Flastico	Massima a	Limite	a spostamento	a spostamento
		Smorzamento	Orizzontale	a SLV	viassimo sev	Elastico	SLV	Elastico	zero	massimo
D		ξ	Δ _{max}	Ke	d _{2,SLV}	Fi	F ₂	d1	Fzd	V _{sisma}
mm		%	mm	kN/mm	mm	kN	kN	mm	kN	kN
900	N	21	300	3,27	250	312	817	14	22940	9780

Tabella 158: Proprietà isolatori con nucleo in piombo LRB

3.3.2.1 Analisi dinamica lineare

L'analisi dinamica lineare per questa tipologia di dispositivi viene effettuata andando a valutare in modo iterativo la rigidezza di ciascun isolatore, fino a quando la differenza di rigidezza tra due iterazioni successive sarà minore del 5%, come mostrato nella seguente Tabella 159.

Verifica Iterazione Rigidezza									
		Rigidezza	Rigidezza	Rigidezza					
Posizione	Denominazione	Orizzontale	Orizzontale 1	Orizzontale 2					
		Iniziale	iterazione	iterazione					
		K _r	K _r	K _r					
		kN/mm	kN/mm	kN/mm					
1	Spalla 1 dx	3,27	3,55	3,62					
2	Spalla 1 sx	3,27	3,55	3,62					
3	P1 dx	3,27	3,47	3,52					
4	P1 sx	3,27	3,47	3,52					
5	P2 dx	3,27	3,62	3,70					
6	P2 sx	3,27	3,62	3,70					
7	P3 dx	3,27	3,79	3,88					
8	P3 sx	3,27	3,79	3,88					
9	P4 dx	3,27	3,99	4,11					
10	P4 sx	3,27	3,99	4,11					
11	P5 dx	3,27	4,07	4,15					
12	P5 sx	3,27	4,07	4,15					
13	P6 dx	3,27	3,90	3,92					
14	P6 sx	3,27	3,90	3,92					
15	P7 dx	3,27	3,72	3,80					
16	P7 sx	3,27	3,72	3,80					
17	P8 dx	3,27	3,57	3,63					
18	P8 sx	3,27	3,57	3,63					
19	P9 dx	3,27	3,42	3,47					
20	P9 sx	3,27	3,42	3,47					
21	Spalla 2 dx	3,27	3,53	3,59					
22	Spalla 2 sx	3,27	3,53	3,59					

Tabella 159: Iterazione rigidezza isolatori con nucleo in piombo LRB

Tramite le rigidezze mostrate in precedenza è possibile valutare il periodo riferito al modo di vibrare longitudinale, come mostrato nella seguente Tabella 160.

Tabella 160: Periodo longitudinale isolatori con nucleo in piombo LRB

Periodo Longitudinale LRB									
Rigidezza Orizzontale Totale	Peso Totale	Primo Periodo Sistema Isolato							
K _{esi}	P _{tot}	T _{is}							
kN/mm	kN	sec							
82,51	128749,50	2,51							

Anche il coefficiente di smorzamento effettivo viene valutato in ogni iterazione, tramite la seguente relazione:

$$\xi = \frac{2}{\pi} \cdot \left(\frac{F_1}{F_2} - \frac{d_1}{d_2}\right)$$

Nel caso in esame, viene ottenuto un coefficiente di smorzamento pari al 19%. A questo punto è possibile valutare lo spettro di progetto utilizzato nell'analisi dinamica lineare, mostrato nella seguente Figura 103.



Figura 103: Spettro di accelerazione ridotto isolatori con nucleo in piombo LRB

Tramite il programma Midas Civil viene effettuata l'analisi modale della struttura e, successivamente, a ciascun modo di vibrare viene associata la sua accelerazione, ottenuta dallo spettro mostrato in precedenza. Nelle seguenti Tabelle sono mostrati i periodi di ciascun modo e la massa attivata in ogni direzione.

Mode	Frequ	lency	Period
No	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)
1	2.358092	0.375302	2.664521
2	2.493417	0.396840	2.519910
3	2.759461	0.439182	2.276961
4	3.292110	0.523956	1.908559
5	5.350413	0.851545	1.174336
6	5.381957	0.856565	1.167454
7	8.796258	1.399968	0.714302
8	8.951304	1.424644	0.701930
9	9.651421	1.536071	0.651011
10	10.277185	1.635665	0.611372
11	10.906335	1.735797	0.576104
12	11.802595	1.878441	0.532356
13	13.533825	2.153975	0.464258
14	13.722059	2.183934	0.457889
15	13.988712	2.226373	0.449161

Tabella 161: Modi di vibrare isolatori con nucleo in piombo LRB

Mode	TRA	N-X	TRA	N-Y	TRA	N-Z	ROT	N-X	ROT	N-Y	ROT	N-Z
No	MASS(%	SUM(%)										
1	0.00	0.00	71.65	71.65	0.00	0.00	12.12	12.12	0.00	0.00	6.32	6.32
2	83.21	83.21	0.00	71.65	0.00	0.00	0.00	12.12	0.00	0.00	0.00	6.32
3	0.00	83.21	2.42	74.06	0.00	0.00	0.40	12.52	0.00	0.00	73.75	80.08
4	0.00	83.21	9.03	83.09	0.00	0.00	1.55	14.08	0.00	0.00	3.88	83.95
5	0.00	83.21	0.00	83.09	0.00	0.00	0.00	14.08	0.00	0.00	0.75	84.71
6	0.00	83.21	0.00	83.09	2.69	2.69	0.03	14.11	0.02	0.03	0.00	84.71
7	0.00	83.21	0.01	83.10	0.00	2.69	0.00	14.11	0.00	0.03	0.00	84.71
8	0.00	83.22	0.00	83.10	0.06	2.74	0.01	14.13	0.27	0.30	0.00	84.71
9	0.00	83.22	0.00	83.10	1.77	4.51	0.13	14.25	2.00	2.30	0.00	84.71
10	0.00	83.22	0.00	83.10	11.93	16.43	0.02	14.27	1.65	3.95	0.00	84.71
11	0.00	83.22	0.00	83.10	0.67	17.10	0.00	14.27	1.59	5.54	0.00	84.71
12	0.00	83.22	0.00	83.10	0.00	17.10	0.00	14.27	0.00	5.54	0.00	84.71
13	0.00	83.22	0.00	83.10	0.00	17.10	0.00	14.27	0.00	5.54	0.02	84.72
14	0.00	83.22	0.00	83.10	3.39	20.49	0.00	14.27	0.82	6.35	0.00	84.72
15	0.00	83.22	0.00	83.10	0.00	20.49	0.64	14.91	6.99	13.34	0.00	84.72

Tabella 162: Masse partecipanti isolatori con nucleo in piombo LRB

Come mostrato dalle precedenti Tabelle, il secondo modo di vibrare è quello puramente traslazionale. Il suo periodo è molto prossimo a quello valutato in precedenza per la modellazione dello spettro di risposta elastico. Nelle Tabelle precedenti sono mostrati solamente i primi quindici modi di vibrare, tuttavia nelle analisi sono stati valutati trenta modi di vibrare, in modo da raggiungere per ogni direzione l'85% di massa partecipante.

La configurazione geometrica dei primi modi di vibrare è la medesima del sistema di isolamento precedente. Vengono ora mostrate le azioni agenti alla base degli isolatori tramite la seguente Tabella 163.

Sistema di Isolamento LRB									
Appoggio	Taglio Longitudinale	Taglio Trasversale							
	Tlong	T _{trasv}							
	kN	kN							
Spalla 1	400	433							
Pila 1	390	350							
Pila 2	407	320							
Pila 3	425	345							
Pila 4	448	437							
Pila 5	442	553							
Pila 6	420	568							
Pila 7	415	506							
Pila 8	402	438							
Pila 9	390	391							
Spalla 2	404	406							

Tabella 163: Azioni sismiche alla base degli isolatori con nucleo in piombo LRB

Infine, viene effettuata la verifica delle condizioni per effettuare l'analisi dinamica lineare per dispositivi con comportamento non lineare, come mostrato nelle seguenti Tabelle.

Verifica Condizione 1										
Posizione	Denominazione	Rigidezza Orizzontale	Spostamento Massimo		Rigidezza Secante		Verifica			
		K _r	d _{dc}	0,2·d _{sisma}	K _{sec}					
		kN/mm	mm	mm	kN/mm	%	1			
1	Spalla 1 dx	3,62	300	60	6,841	52,9	V			
2	Spalla 1 sx	3,62	300	60	6,841	52,9	V			
3	P1 dx	3,52	300	60	6,841	51,5	V			
4	P1 sx	3,52	300	60	6,841	51,5	V			
5	P2 dx	3,70	300	60	6,841	54,1	V			
6	P2 sx	3,70	300	60	6,841	54,1	V			
7	P3 dx	3,88	300	60	6,841	56,8	V			
8	P3 sx	3,88	300	60	6,841	56,8	V			
9	P4 dx	4,11	300	60	6,841	60,0	V			
10	P4 sx	4,11	300	60	6,841	60,0	V			
11	P5 dx	4,15	300	60	6,841	60,7	V			
12	P5 sx	4,15	300	60	6,841	60,7	V			
13	P6 dx	3,92	300	60	6,841	57,3	V			
14	P6 sx	3,92	300	60	6,841	57,3	V			
15	P7 dx	3,80	300	60	6,841	55,5	V			
16	P7 sx	3,80	300	60	6,841	55,5	V			
17	P8 dx	3,63	300	60	6,841	53,1	V			
18	P8 sx	3,63	300	60	6,841	53,1	V			
19	P9 dx	3,47	300	60	6,841	50,8	V			
20	P9 sx	3,47	300	60	6,841	50,8	V			
21	Spalla 2 dx	3,59	300	60	6,841	52,5	V			
22	Spalla 2 sx	3,59	300	60	6,841	52,5	V			

Tabella 164: Verifica condizione 1 isolatori con nucleo in piombo LRB

Tabella 165: Verifica condizione 4 isolatori con nucleo in piombo LRB

Verifica Condizione 4									
Posizione	Denominazione	Variazione Forza	2,5% Peso Sovrastruttura	Verifica					
		ΔF	2,5·W						
		kN	kN						
1	Spalla 1 dx	321	71	V					
2	Spalla 1 sx	321	71	٧					
3	P1 dx	321	142	٧					
4	P1 sx	321	142	V					
5	P2 dx	321	142	V					
6	P2 sx	321	142	٧					
7	P3 dx	321	142	٧					
8	P3 sx	321	142	٧					
9	P4 dx	321	166	٧					
10	P4 sx	321	166	٧					
11	P5 dx	321	213	٧					
12	P5 sx	321	213	V					
13	P6 dx	321	213	V					
14	P6 sx	321	213	٧					
15	P7 dx	321	166	٧					
16	P7 sx	321	166	V					
17	P8 dx	321	142	V					
18	P8 sx	321	142	V					
19	P9 dx	321	142	V					
20	P9 sx	321	142	V					
21	Spalla 2 dx	321	71	V					
22	Spalla 2 sx	321	71	٧					

3.3.2.2 Verifica sistema di isolamento

La verifica del sistema di isolamento composto da isolatori con nucleo in piombo LRB avviene, anche in questo caso, tramite differenti verifiche. Nella seguente Tabella 166 sono mostrate le azioni agenti su ciascun isolatore dovute al sisma, che saranno il dato di partenza per ciascuna verifica.

Azioni agenti sug	gli isolatori dovute	al sisma				
		Carico	Spostamento	Spostamento	Rotazione	Carico massimo
Posizione	Denominazione	Verticale	massimo	massimo	massima	verticale totale
		Sisma	Longitudinale	Trasversale	massima	verticale totale
		ΔN _{sis}	d _{max,long}	d _{max,trasv}	α _{max}	V _{tot}
		kN	mm	mm	rad	kN
1	Spalla 1 dx	2736,0	110	120	0,000272	5576,01
2	Spalla 1 sx	2731,0	110	120	0,000272	5571,03
3	P1 dx	1188,7	111	100	0,000272	6868,84
4	P1 sx	1251,0	111	100	0,000272	6931,08
5	P2 dx	600,6	111	88	0,000272	6280,76
6	P2 sx	626,6	111	88	0,000272	6306,77
7	P3 dx	658,0	111	91	0,000272	6338,12
8	P3 sx	635,1	111	91	0,000272	6315,19
9	P4 dx	915,8	112	108	0,000272	7542,58
10	P4 sx	865,2	112	108	0,000272	7492,05
11	P5 dx	1281,1	112	137	0,000272	9801,29
12	P5 sx	1365,7	112	137	0,000272	9885,87
13	P6 dx	1240,0	112	148	0,000272	9760,16
14	P6 sx	1256,7	112	148	0,000272	9776,86
15	P7 dx	972,6	113	136	0,000272	7599,44
16	P7 sx	866,4	113	136	0,000272	7493,16
17	P8 dx	363,6	113	123	0,000271	6043,76
18	P8 sx	383,6	113	123	0,000271	6063,77
19	P9 dx	772,8	113	114	0,000271	6452,93
20	P9 sx	912,4	113	114	0,000271	6592,50
21	Spalla 2 dx	2733,5	112	113	0,000271	5573,52
22	Spalla 2 sx	2735.9	112	113	0.000271	5575.94

Tabella 166: Azioni sismiche agenti su isolatori con nucleo in piombo LRB

Le azioni permanenti sugli isolatori sono le medesime del sistema di isolamento precedente. A questo punto vengono mostrate le verifiche tramite le seguenti Tabelle.

Verifica Ca	Verifica Carico Spostamento Nullo									
		Carico	Carico							
Posizione	Denominazione	Permanente	massimo a	Verifica						
		Verticale	spostamento							
		Р	V _{max}							
		kN	kN							
1	Spalla 1 dx	2840,06	21220	٧						
2	Spalla 1 sx	2840,06	21220	٧						
3	P1 dx	5680,13	21220	٧						
4	P1 sx	5680,13	21220	٧						
5	P2 dx	5680,13	21220	٧						
6	P2 sx	5680,13	21220	٧						
7	P3 dx	5680,13	21220	٧						
8	P3 sx	5680,13	21220	V						
9	P4 dx	6626,81	21220	٧						
10	P4 sx	6626,81	21220	٧						
11	P5 dx	8520,19	21220	V						
12	P5 sx	8520,19	21220	٧						
13	P6 dx	8520,19	21220	٧						
14	P6 sx	8520,19	21220	٧						
15	P7 dx	6626,81	21220	V						
16	P7 sx	6626,81	21220	٧						
17	P8 dx	5680,13	21220	٧						
18	P8 sx	5680,13	21220	V						
19	P9 dx	5680,13	21220	V						
20	P9 sx	5680,13	21220	V						
21	Spalla 2 dx	2840,06	21220	V						
22	Spalla 2 sx	2840,06	21220	V						

Verifica Carico Spostamento Massimo										
		Carico	Carico							
Posizione	Denominazione	massimo	massimo a	Verifica						
		verticale	spostamento							
		V _{tot}	V _{sisma}							
		kN	kN							
1	Spalla 1 dx	5576,01	10980	V						
2	Spalla 1 sx	5571,03	10980	V						
3	P1 dx	6868,84	10980	٧						
4	P1 sx	6931,08	10980	V						
5	P2 dx	6280,76	10980	٧						
6	P2 sx	6306,77	10980	V						
7	P3 dx	6338,12	10980	٧						
8	P3 sx	6315,19	10980	٧						
9	P4 dx	7542,58	10980	V						
10	P4 sx	7492,05	10980	V						
11	P5 dx	9801,29	10980	٧						
12	P5 sx	9885,87	10980	V						
13	P6 dx	9760,16	10980	V						
14	P6 sx	9776,86	10980	٧						
15	P7 dx	7599,44	10980	V						
16	P7 sx	7493,16	10980	٧						
17	P8 dx	6043,76	10980	V						
18	P8 sx	6063,77	10980	V						
19	P9 dx	6452,93	10980	V						
20	P9 sx	6592,50	10980	V						
21	Spalla 2 dx	5573,52	10980	V						
22	Spalla 2 sx	5575,94	10980	٧						

Tabella 167: Verifica carico verticale isolatori con nucleo in piombo LRB

Verifica Spostamenti totali									
Posizione	Denominazione				Spostamento Massimo Orizzontale	Verifica			
		d1	dz	d _e	Δ _{max}				
		mm	mm	mm	mm				
1	Spalla 1 dx	192	163	192	300	٧			
2	Spalla 1 sx	192	163	192	300	V			
3	P1 dx	205	160	205	300	V			
4	P1 sx	205	160	205	300	٧			
5	P2 dx	182	135	182	300	V			
6	P2 sx	182	135	182	300	V			
7	P3 dx	163	123	163	300	٧			
8	P3 sx	163	123	163	300	V			
9	P4 dx	145	125	145	300	V			
10	P4 sx	145	125	145	300	٧			
11	P5 dx	122	142	142	300	V			
12	P5 sx	122	142	142	300	V			
13	P6 dx	147	161	161	300	٧			
14	P6 sx	147	161	161	300	٧			
15	P7 dx	172	162	172	300	V			
16	P7 sx	172	162	172	300	V			
17	P8 dx	190	163	190	300	V			
18	P8 sx	190	163	190	300	V			
19	P9 dx	213	174	213	300	V			
20	P9 sx	213	174	213	300	V			
21	Spalla 2 dx	195	161	195	300	V			
22	Spalla 2 sx	195	161	195	300	V			

Tabella 168: Verifica spostamenti isolatori con nucleo in piombo LRB

Tabella 169: Verifica deformazione isolatori con nucleo in piombo LRB

Verifica Deformazione											
		Deformazione		Fattore di		Area ridotta	Deformazione		Deformazione	Deformazione	
Posizione	Denominazione	a taglio	Verifica	forma		efficace	a taglio		a taglio	a taglio totalo	Verifica
		Orizzontale		primario		dell'isolatore	compressione		rotazione	a tagno totale	
		γs		Si	φ	Ar	γ۵	a²	γa	Ytot	
					rad	mm ²					
1	Spalla 1 dx	0,71	V	28,125	2,88	528895	0,70	165,24	0,061473214	1,48	V
2	Spalla 1 sx	0,71	V	28,125	2,88	528895	0,70	165,24	0,061473214	1,48	٧
3	P1 dx	0,66	V	28,125	2,89	536476	0,85	165,24	0,061473214	1,58	V
4	P1 sx	0,66	V	28,125	2,89	536476	0,86	165,24	0,061473214	1,58	V
5	P2 dx	0,66	V	28,125	2,89	536478	0,78	165,24	0,061473214	1,50	V
6	P2 sx	0,66	V	28,125	2,89	536478	0,78	165,24	0,061473214	1,51	V
7	P3 dx	0,66	V	28,125	2,89	536209	0,79	165,24	0,061473214	1,51	V
8	P3 sx	0,66	V	28,125	2,89	536208	0,79	165,24	0,061473214	1,51	V
9	P4 dx	0,66	V	28,125	2,89	535888	0,94	165,24	0,061473214	1,66	V
10	P4 sx	0,66	V	28,125	2,89	535888	0,93	165,24	0,061473214	1,66	V
11	P5 dx	0,81	V	28,125	2,84	513736	1,27	165,24	0,061473214	2,15	V
12	P5 sx	0,81	V	28,125	2,84	513736	1,28	165,24	0,061473214	2,16	V
13	P6 dx	0,88	V	28,125	2,81	503353	1,29	165,24	0,061473214	2,24	V
14	P6 sx	0,88	V	28,125	2,81	503353	1,29	165,24	0,061473214	2,24	٧
15	P7 dx	0,81	V	28,125	2,84	514542	0,98	165,24	0,061473214	1,85	٧
16	P7 sx	0,81	V	28,125	2,84	514573	0,97	165,24	0,061473214	1,84	٧
17	P8 dx	0,73	V	28,125	2,87	526230	0,77	164,6325	0,06124721	1,56	٧
18	P8 sx	0,73	V	28,125	2,87	526257	0,77	164,6325	0,06124721	1,56	٧
19	P9 dx	0,68	V	28,125	2,89	534001	0,81	164,6325	0,06124721	1,54	٧
20	P9 sx	0,68	V	28,125	2,89	534001	0,82	164,6325	0,06124721	1,56	V
21	Spalla 2 dx	0,67	V	28,125	2,89	534792	0,69	164,6325	0,06124721	1,43	٧
22	Spalla 2 sx	0,67	V	28,125	2,89	534792	0,70	164,6325	0,06124721	1,43	V

Verifica Carico Critico								
Posizione	Denominazione	Carico Critico	Carico massimo verticale	Verifica				
		V _{cr}	V _{tot}					
		kN	kN	1				
1	Spalla 1 dx	63751	5576,01	V				
2	Spalla 1 sx	63751	5571,03	V				
3	P1 dx	64665	6868,84	V				
4	P1 sx	64665	6931,08	V				
5	P2 dx	64665	6280,76	V				
6	P2 sx	64665	6306,77	V				
7	P3 dx	64632	6338,12	V				
8	P3 sx	64632	6315,19	V				
9	P4 dx	64594	7542,58	V				
10	P4 sx	64594	7492,05	V				
11	P5 dx	61924	9801,29	V				
12	P5 sx	61924	9885,87	V				
13	P6 dx	60672	9760,16	V				
14	P6 sx	60672	9776,86	V				
15	P7 dx	62021	7599,44	V				
16	P7 sx	62024	7493,16	V				
17	P8 dx	63429	6043,76	V				
18	P8 sx	63433	6063,77	V				
19	P9 dx	64366	6452,93	V				
20	P9 sx	64366	6592,50	V				
21	Spalla 2 dx	64462	5573,52	V				
22	Spalla 2 sx	64462	5575,94	V				

Tabella 170: Verifica a carico critico isolatori con nucleo in piombo LRB

3.3.2.3 Analisi dinamica non lineare

L'analisi dinamica non lineare è stata effettuata utilizzando i precedenti accelerogrammi artificiali. Il modello in esame, realizzato con Midas Civil, definisce gli isolatori come elementi di tipo Spring, a cui viene associato un comportamento non lineare. In questa analisi è di fondamentale importanza il modo in cui viene considerato lo smorzamento. Nel caso in esame, lo smorzamento viene valutato in funzione dell'energia potenziale di deformazione e viene definito un valore massimo pari al 21% per gli isolatori e pari al 3% per la restante parte della struttura.

Gli spostamenti e le sollecitazioni, come detto in precedenza, sono valutate come i valori più sfavorevoli e sono mostrati nella seguente Tabella 171.

Sistema di Isolamento LRB Analisi Non Lineare							
Appoggio	Spostamento massimo Longitudinale	Spostamento massimo Trasversale	Taglio Longitudinale	Taglio Trasversale			
	d _{long}	d _{trasv}	Tlong	T _{trasv}			
	mm	mm	kN	kN			
Spalla 1	45	36	377	358			
Pila 1	46	40	378	365			
Pila 2	45	43	378	371			
Pila 3	46	45	378	375			
Pila 4	46	49	376	386			
Pila 5	46	60	374	408			
Pila 6	46	64	373	416			
Pila 7	47	56	379	401			
Pila 8	47	46	381	378			
Pila 9	48	46	383	379			
Spalla 2	47	46	383	381			

Tabella 171: Analisi non lineare sistema di isolamento LRB

Dalla Tabella precedente si può constatare che questa analisi porta a risultati minori rispetto a quelli dell'analisi lineare. Questo è dovuto ad uno smorzamento maggiore dell'intera struttura, che dovrebbe simulare il suo comportamento reale.

Inoltre, nelle seguenti Figure, sono mostrati i cicli di isteresi e gli andamenti di forza e deformazione dell'isolatore posizionato sulla pila più sollecitata per i tre gruppi di storia temporale e in ciascuna direzione.



Figura 104: Ciclo di isteresi direzione trasversale isolatori con nucleo in piombo LRB



Figura 105: Ciclo di isteresi direzione longitudinale isolatori con nucleo in piombo LRB



Figura 106: Andamento forza di taglio trasversale in funzione del tempo isolatori con nucleo in piombo LRB



Figura 107: Andamento forza di taglio longitudinale in funzione del tempo isolatori con nucleo in piombo LRB



Figura 108: Andamento spostamento trasversale in funzione del tempo isolatori con nucleo in piombo LRB



Figura 109: Andamento spostamento longitudinale in funzione del tempo isolatori con nucleo in piombo LRB

3.3.3 Isolatori a pendolo ad attrito FPS

Per questa tipologia di dispositivi antisismici è stata effettuata sia l'analisi dinamica lineare, sia l'analisi dinamica non lineare, a causa del comportamento non lineare di essi. Per ciascuna pila e spalla sono stati posizionati due isolatori a pendolo ad attrito della stessa tipologia, aventi le caratteristiche mostrate nella seguente Tabella 172.

Isolatore a Scorrimento						
Massimo Carico Verticale	Diametro	Spostamento Massimo	Raggio di Curvatura			
N _{Ed}	D	Δ _{max}	R			
kN	mm	mm	mm			
12500	820	200	3100			

Tabella 172: Proprietà isolatori a pendolo ad attrito FPS

La rigidezza e il coefficiente di smorzamento dell'isolatore, come già definito in precedenza, vengono valutati in modo iterativo in funzione del coefficiente di attrito. Quest'ultimo viene valutato in funzione dell'attrito tra le superfici di scorrimento e del carico verticale agente sull'isolatore N_{Sd} . Per una superficie a basso attrito viene utilizzata la seguente relazione:

$$\mu = 2.5 \cdot \left(\frac{N_{Sd}}{N_{Ed}}\right)^{-0.834}$$

Tali dispositivi sono accoppiati con shock trasmitters, in modo da permettere spostamenti lenti e reagire solamente per l'azione sismica.

3.3.3.1 Analisi dinamica lineare

L'analisi dinamica lineare per questa tipologia di dispositivi viene effettuata andando a valutare in modo iterativo la rigidezza di ciascun isolatore, fino a quando la differenza di rigidezza tra due iterazioni successive sarà minore del 5%, come mostrato nella seguente Tabella 173.

Verifica Iterazio	Verifica Iterazione Rigidezza							
		Rigidezza	Rigidezza	Rigidezza	Rigidezza			
Posizione	Denominazione	Orizzontale	Orizzontale 1	Orizzontale 2	Orizzontale 3			
		Iniziale	iterazione	iterazione	iterazione			
		Kr	K _r	K _r	K _r			
		kN/mm	kN/mm	kN/mm	kN/mm			
1	Spalla 1 dx	2,14	3,85	4,32	4,43			
2	Spalla 1 sx	2,14	3,86	4,31	4,42			
3	P1 dx	3,20	4,33	4,69	4,80			
4	P1 sx	3,20	4,33	4,69	4,79			
5	P2 dx	3,20	4,17	4,53	4,62			
6	P2 sx	3,20	4,17	4,54	4,63			
7	P3 dx	3,20	4,20	4,50	4,58			
8	P3 sx	3,20	4,19	4,52	4,60			
9	P4 dx	3,54	4,56	4,83	4,91			
10	P4 sx	3,54	4,55	4,86	4,93			
11	P5 dx	4,21	5,51	5,67	5,68			
12	P5 sx	4,21	5,55	5,61	5,61			
13	P6 dx	4,21	5,28	5,37	5,36			
14	P6 sx	4,21	5,30	5,33	5,32			
15	P7 dx	3,54	4,40	4,45	4,47			
16	P7 sx	3,54	4,39	4,47	4,49			
17	P8 dx	3,20	3,94	4,08	4,17			
18	P8 sx	3,20	3,96	4,15	4,24			
19	P9 dx	3,20	4,00	4,31	4,52			
20	P9 sx	3,20	4,02	4,31	4,52			
21	Spalla 2 dx	2,14	3,62	4,16	4,37			
22	Spalla 2 sx	2,14	3,62	4,15	4,36			

Tabella 173: Iterazione rigidezza isolatori a pendolo ad attrito FPS

Tramite le rigidezze mostrate in precedenza è possibile valutare il periodo riferito al modo di vibrare longitudinale, come mostrato nella seguente Tabella 174.

Periodo Longitudinale FPS						
Rigidezza Orizzontale Totale	Peso Totale	Primo Periodo Sistema Isolato				
K _{esi}	P _{tot}	T _{is}				
kN/mm	kN	sec				
104,29	128749,50	2,23				

Tabella 174: Periodo longitudinale isolatori a pendolo ad attrito FPS

Nel caso in esame si considera un coefficiente di smorzamento pari al 15,9%, valore massimo consentito per effettuare l'analisi dinamica lineare. A questo punto è possibile valutare lo spettro di progetto utilizzato nell'analisi dinamica lineare, mostrato nella seguente Figura 110.



Figura 110: Spettro di accelerazione ridotto isolatori a pendolo ad attrito FPS

Tramite il programma Midas Civil viene effettuata l'analisi modale della struttura e, successivamente, a ciascun modo di vibrare viene associata la sua accelerazione, ottenuta dallo spettro mostrato in precedenza. Nelle seguenti Tabelle sono mostrati i periodi di ciascun modo e la massa attivata in ogni direzione.

Mode	Frequ	iency	Period
No	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)
1	2.624916	0.417768	2.393671
2	2.779431	0.442360	2.260601
3	3.056595	0.486472	2.055616
4	3.616958	0.575657	1.737146
5	5.389020	0.857689	1.165924
6	5.547804	0.882960	1.132554
7	8.914465	1.418781	0.704830
8	8.958214	1.425744	0.701388
9	9.658476	1.537194	0.650536
10	10.282841	1.636565	0.611036
11	10.917289	1.737541	0.575526
12	11.874616	1.889904	0.529127
13	13.615290	2.166941	0.461480
14	13.729306	2.185087	0.457648
15	13.995790	2.227499	0.448934

Tabella 175: Modi di vibrare isolatori a pendolo ad attrito FPS

Mode	TRA	N-X	TRA	N-Y	TRA	N-Z	ROT	N-X	ROT	N-Y	ROT	N-Z
No	MASS(%	SUM(%)										
1	0.00	0.00	74.68	74.68	0.00	0.00	9.31	9.31	0.00	0.00	7.40	7.40
2	87.81	87.81	0.00	74.68	0.00	0.00	0.00	9.31	0.00	0.00	0.00	7.40
3	0.00	87.81	2.51	77.20	0.00	0.00	0.30	9.61	0.00	0.00	73.85	81.24
4	0.00	87.81	10.43	87.63	0.00	0.00	1.35	10.96	0.00	0.00	5.88	87.12
5	0.00	87.81	0.00	87.63	2.84	2.84	0.10	11.05	0.02	0.02	0.00	87.12
6	0.00	87.81	0.00	87.63	0.00	2.84	0.00	11.05	0.00	0.02	1.28	88.40
7	0.00	87.81	0.02	87.65	0.00	2.84	0.00	11.06	0.00	0.02	0.00	88.40
8	0.00	87.81	0.00	87.65	0.06	2.90	0.04	11.10	0.29	0.31	0.00	88.40
9	0.00	87.81	0.00	87.65	1.90	4.79	0.38	11.48	2.07	2.38	0.00	88.40
10	0.00	87.81	0.00	87.65	12.54	17.33	0.05	11.54	1.74	4.12	0.00	88.40
11	0.00	87.82	0.00	87.65	0.68	18.01	0.01	11.54	1.64	5.76	0.00	88.40
12	0.01	87.82	0.00	87.65	0.00	18.01	0.00	11.54	0.00	5.76	0.00	88.40
13	0.00	87.82	0.00	87.65	0.00	18.01	0.00	11.54	0.00	5.76	0.03	88.43
14	0.00	87.82	0.00	87.65	3.56	21.58	0.00	11.54	0.85	6.61	0.00	88.43
15	0.00	87.82	0.00	87.65	0.00	21.58	1.96	13.50	7.47	14.08	0.00	88.43

Tabella 176: Masse partecipanti isolatori a pendolo ad attrito FPS

Come mostrato dalle precedenti Tabelle, il secondo modo di vibrare è quello puramente traslazionale. Il suo periodo è molto prossimo a quello valutato in precedenza per la modellazione dello spettro di risposta elastico. Nelle Tabelle precedenti sono mostrati solamente i primi quindici modi di vibrare, tuttavia nelle analisi sono stati valutati trenta modi di vibrare, in modo da raggiungere per ogni direzione l'85% di massa partecipante.

La configurazione geometrica dei modi di vibrare è molto simile a quella dei sistemi di isolamento precedenti. Vengono ora mostrate le azioni agenti alla base degli isolatori tramite la seguente Tabella 177.

Sistema di Isolamento FPS						
Appoggio	Taglio Longitudinale	Taglio Trasversale				
	T _{long}	T _{trasv}				
	kN	kN				
Spalla 1	468	451				
Pila 1	507	419				
Pila 2	484	366				
Pila 3	480	382				
Pila 4	511	489				
Pila 5	568	702				
Pila 6	542	734				
Pila 7	469	576				
Pila 8	449	492				
Pila 9	486	475				
Spalla 2	469	437				

Infine, viene effettuata la verifica delle condizioni per effettuare l'analisi dinamica lineare per dispositivi con comportamento non lineare, come mostrato nelle seguenti Tabelle.

Verifica Cond	Verifica Condizione 1						
Posizione	Denominazione	Raggio di Curvatura	Spostamento Sisma massimo	Coefficiente di Attrito	Verifica		
		R	d _{sisma}	μ			
		mm	mm	%			
1	Spalla 1 dx	3100,0	109	4,6	X		
2	Spalla 1 sx	3100,0	109	4,6	Х		
3	P1 dx	3100,0	109	4,1	Х		
4	P1 sx	3100,0	109	4,1	Х		
5	P2 dx	3100,0	109	4,3	Х		
6	P2 sx	3100,0	109	4,3	Х		
7	P3 dx	3100,0	110	4,4	Х		
8	P3 sx	3100,0	110	4,4	Х		
9	P4 dx	3100,0	111	3,9	Х		
10	P4 sx	3100,0	111	3,9	Х		
11	P5 dx	3100,0	132	2,9	Х		
12	P5 sx	3100,0	132	2,9	Х		
13	P6 dx	3100,0	145	3,0	Х		
14	P6 sx	3100,0	145	3,0	Х		
15	P7 dx	3100,0	135	3,9	Х		
16	P7 sx	3100,0	135	3,9	Х		
17	P8 dx	3100,0	123	4,5	Х		
18	P8 sx	3100,0	123	4,5	Х		
19	P9 dx	3100,0	113	4,4	Х		
20	P9 sx	3100,0	113	4,4	X		
21	Spalla 2 dx	3100,0	111	4,6	Х		
22	Spalla 2 sx	3100,0	111	4,6	Х		

Tabella 178: Verifica condizione 1 isolatori a pendolo ad attrito FPS

Tabella 179: Verifica condizione 4 isolatori a pendolo ad attrito FPS

Verifica Cond	Verifica Condizione 4							
Posizione	Denominazione	Raggio di Curvatura	Spostamento Sisma massimo	Verifica				
		R	d _{sisma}					
		mm	mm					
1	Spalla 1 dx	3100	109	Х				
2	Spalla 1 sx	3100	109	Х				
3	P1 dx	3100	109	Х				
4	P1 sx	3100	109	Х				
5	P2 dx	3100	109	Х				
6	P2 sx	3100	109	Х				
7	P3 dx	3100	110	Х				
8	P3 sx	3100	110	Х				
9	P4 dx	3100	111	Х				
10	P4 sx	3100	111	Х				
11	P5 dx	3100	132	Х				
12	P5 sx	3100	132	Х				
13	P6 dx	3100	145	Х				
14	P6 sx	3100	145	Х				
15	P7 dx	3100	135	Х				
16	P7 sx	3100	135	Х				
17	P8 dx	3100	123	Х				
18	P8 sx	3100	123	Х				
19	P9 dx	3100	113	Х				
20	P9 sx	3100	113	Х				
21	Spalla 2 dx	3100	111	Х				
22	Spalla 2 sx	3100	111	Х				

In questo caso nessuna condizione è soddisfatta, a causa dell'elevato comportamento elasto-plastico dell'isolatore a pendolo ad attrito, come già ipotizzato in precedenza. I risultati verranno comunque utilizzati come riferimento della successiva analisi non lineare.

3.3.3.2 Verifica sistema di isolamento

La verifica del sistema di isolamento composto da isolatori a pendolo ad attrito viene valutata tramite lo spostamento massimo ottenuto, combinando tra loro gli spostamenti riferiti alle due direzioni, e tramite il carico verticale agente su ogni isolatore, come mostrato nelle seguenti Tabelle. Grazie alla presenza degli shock trasmitters, non sono stati considerati gli spostamenti dovuti ai fenomeni lenti.

Spostamen	ti isolatori dovuti	i al sisma		
Posizione	Denominazione	Spostamento Massimo	Spostamento Sisma massimo	Verifica
		Δ _{max}	d _{sisma}	
		mm	mm	
1	Spalla 1 dx	200	109	V
2	Spalla 1 sx	200	109	V
3	P1 dx	200	109	V
4	P1 sx	200	109	V
5	P2 dx	200	109	V
6	P2 sx	200	109	V
7	P3 dx	200	110	V
8	P3 sx	200	110	V
9	P4 dx	200	111	V
10	P4 sx	200	111	V
11	P5 dx	200	132	V
12	P5 sx	200	132	V
13	P6 dx	200	145	V
14	P6 sx	200	145	V
15	P7 dx	200	135	V
16	P7 sx	200	135	V
17	P8 dx	200	123	V
18	P8 sx	200	123	V
19	P9 dx	200	113	V
20	P9 sx	200	113	V
21	Spalla 2 dx	200	111	V
22	Spalla 2 sx	200	111	V

Tabella 180: Spostamenti dovuti al sisma isolatori a pendolo ad attrito FPS

Tabella 181: Carico verticale dovuto al sisma isolatori a pendolo ad attrito FPS

Verifica Ca	rico Verticale			
		Massimo	Carico	
Posizione	Denominazione	Carico	Permanente	Verifica
		Verticale	Verticale	
		N _{Ed}	N _{sd}	
		kN	kN	1
1	Spalla 1 dx	12500	5969,53	V
2	Spalla 1 sx	12500	5959,81	٧
3	P1 dx	12500	6880,00	٧
4	P1 sx	12500	6882,66	٧
5	P2 dx	12500	6439,97	V
6	P2 sx	12500	6465,40	٧
7	P3 dx	12500	6387,58	٧
8	P3 sx	12500	6422,39	٧
9	P4 dx	12500	7320,52	٧
10	P4 sx	12500	7361,70	V
11	P5 dx	12500	10418,05	٧
12	P5 sx	12500	10332,66	٧
13	P6 dx	12500	10138,78	٧
14	P6 sx	12500	10072,31	V
15	P7 dx	12500	7368,21	V
16	P7 sx	12500	7387,53	٧
17	P8 dx	12500	6112,48	٧
18	P8 sx	12500	6253,95	٧
19	P9 dx	12500	6415,86	٧
20	P9 sx	12500	6432,13	V
21	Spalla 2 dx	12500	5971,30	٧
22	Spalla 2 sx	12500	5959.89	V

3.3.3.3 Analisi dinamica non lineare

L'analisi dinamica non lineare è stata effettuata utilizzando i precedenti accelerogrammi artificiali. Il modello in esame, realizzato con Midas Civil, definisce gli isolatori come elementi di tipo Spring, a cui viene associato un comportamento non lineare. In questa analisi è di fondamentale importanza il modo in cui viene considerato lo smorzamento. Nel caso in esame, lo smorzamento viene valutato in funzione dell'energia potenziale di deformazione e viene definito un valore massimo pari al 32% per gli isolatori e pari al 3% per la restante parte della struttura.

Gli spostamenti e le sollecitazioni, come detto in precedenza, sono valutate come i valori più sfavorevoli e sono mostrati nella seguente Tabella 182.

Sistema di Isolamento FPS Analisi Non Lineare								
Appoggio	Spostamento massimo Longitudinale	Spostamento massimo Trasversale	Taglio Longitudinale	Taglio Trasversale				
	d _{long}	d _{trasv}	Tlong	T _{trasv}				
	mm	mm	kN	kN				
Spalla 1	29	16	330	306				
Pila 1	29	24	330	318				
Pila 2	29	29	327	327				
Pila 3	29	33	329	337				
Pila 4	30	38	330	345				
Pila 5	27	45	374	436				
Pila 6	29	46	377	438				
Pila 7	29	41	328	350				
Pila 8	29	34	329	338				
Pila 9	29	28	329	328				
Spalla 2	29	23	330	318				

Tabella 182: Analisi non lineare sistema di isolatori a pendolo ad attrito FPS

Dalla Tabella precedente si può constatare che questa analisi porta a risultati nettamente minori rispetto a quelli dell'analisi lineare. Questo è dovuto ad uno smorzamento maggiore dell'intera struttura, che dovrebbe simulare il suo comportamento reale.

Inoltre, nelle seguenti Figure, sono mostrati i cicli di isteresi e gli andamenti di forza e deformazione dell'isolatore posizionato sulla pila più sollecitata per i tre gruppi di storia temporale e in ciascuna direzione.



Figura 111: Ciclo di isteresi direzione trasversale isolatori a pendolo ad attrito FPS



Figura 112: Ciclo di isteresi direzione longitudinale isolatori a pendolo ad attrito FPS



Figura 113: Andamento forza di taglio trasversale in funzione del tempo isolatori a pendolo ad attrito FPS



Figura 114: Andamento forza di taglio longitudinale in funzione del tempo isolatori a pendolo ad attrito FPS



Figura 115: Andamento spostamento trasversale in funzione del tempo isolatori a pendolo ad attrito FPS



Figura 116: Andamento spostamento longitudinale in funzione del tempo isolatori a pendolo ad attrito FPS

3.3.4 Dissipatori isteretici in acciaio

Per questa tipologia di dispositivi antisismici è stata effettuata sia l'analisi dinamica lineare, sia l'analisi dinamica non lineare, a causa del comportamento non lineare di essi. Per ciascuna pila sono stati posizionati due dissipatori della stessa tipologia, aventi le caratteristiche mostrate nella seguente Tabella 183. 400 0 autoth discipation into a _ . ..

abella 183: Proprietà dissipatori isteretici in acciaio										
Dissipatore Elastoplastico										
Coefficiente	Forza Limito	Forza	Spostamento	Spostamento	Rigidezza					
di	Elactico	Massima a	Limite	Massimo	Orizzontale					
Smorzamento	Elastico	SLV	Elastico	Orizzontale	Effettiva					
ξ	F1	F ₂	d1	Δ_{max}	K _{eff}					
%	kN	kN	mm	mm	kN/m					
28	600	690	10	150	4,6					

Tali dispositivi sono accoppiati con shock trasmitters, in modo da permettere spostamenti lenti e reagire solamente per l'azione sismica. Invece, sulle spalle verranno posizionati degli appoggi multidirezionali che, avendo un basso valore di rigidezza, non influenzeranno l'analisi.

3.3.4.1 Analisi dinamica lineare

L'analisi dinamica lineare per questa tipologia di dispositivi viene effettuata andando a valutare in modo iterativo la rigidezza di ciascun isolatore, fino a quando la differenza di rigidezza tra due iterazioni successive sarà minore del 5%, come mostrato nella seguente Tabella 184.

Verifica Iterazione Rigidezza								
		Rigidezza	Rigidezza	Rigidezza	Rigidezza	Rigidezza		
Posizione	Denominazione	Orizzontale	Orizzontale 1	Orizzontale 2	Orizzontale 3	Orizzontale 4		
		Iniziale	iterazione	iterazione	iterazione	iterazione		
		K.	К.	К.	К.	К.		
		kN/mm	kN/mm	kN/mm	kN/mm	kN/mm		
1	Spalla 1 dx							
2	Spalla 1 sx							
3	P1 dx	4,60	5,46	6,69	7,37	7,56		
4	P1 sx	4,60	5,46	6,69	7,37	7,56		
5	P2 dx	4,60	6,08	7,07	7,48	7,66		
6	P2 sx	4,60	6,08	7,07	7,48	7,66		
7	P3 dx	4,60	6,21	7,11	7,48	7,66		
8	P3 sx	4,60	6,21	7,11	7,48	7,66		
9	P4 dx	4,60	6,22	7,00	7,36	7,54		
10	P4 sx	4,60	6,22	7,00	7,36	7,54		
11	P5 dx	4,60	6,22	6,78	7,03	7,20		
12	P5 sx	4,60	6,22	6,78	7,03	7,20		
13	P6 dx	4,60	6,29	6,95	7,31	7,49		
14	P6 sx	4,60	6,29	6,95	7,31	7,49		
15	P7 dx	4,60	6,33	7,11	7,49	7,68		
16	P7 sx	4,60	6,33	7,11	7,50	7,68		
17	P8 dx	4,60	6,23	7,05	7,44	7,63		
18	P8 sx	4,60	6,23	7,05	7,44	7,63		
19	P9 dx	4,60	5,72	6,26	6,61	6,80		
20	P9 sx	4,60	5,72	6,26	6,61	6,80		
21	Spalla 2 dx							
22	Spalla 2 sx							

Tabella 184: Iterazione rigidezza dissipatori isteretici in acciaio

Tramite le rigidezze mostrate in precedenza è possibile valutare il periodo riferito al modo di vibrare longitudinale, come mostrato nella seguente Tabella 185.

Tabella 185: Periodo longitudinale dissipatori isteretici in acciaio

Periodo Longitudinale Dissipatori							
Rigidezza Orizzontale Totale	Peso Totale	Primo Periodo Sistema Isolato					
K _{esi}	P _{tot}	T _{is}					
kN/mm	kN	sec					
135,942	128749,50	1,95					

Nel caso in esame si considera un coefficiente di smorzamento pari al 28%. A questo punto è possibile valutare lo spettro di progetto utilizzato nell'analisi dinamica lineare, mostrato nella seguente Figura 117.



Figura 117: Spettro di accelerazione ridotto dissipatori isteretici in acciaio

Tramite il programma Midas Civil viene effettuata l'analisi modale della struttura e, successivamente, a ciascun modo di vibrare viene associata la sua accelerazione, ottenuta dallo spettro mostrato in precedenza. Nelle seguenti Tabelle sono mostrati i periodi di ciascun modo e la massa attivata in ogni direzione.

Mode	Frequ	lency	Period
No	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)
1	2.726494	0.433935	2.304492
2	3.125044	0.497366	2.010591
3	3.165414	0.503791	1.984949
4	3.298536	0.524978	1.904841
5	5.402316	0.859805	1.163054
6	5.433593	0.864783	1.156359
7	8.780839	1.397514	0.715556
8	9.410136	1.497670	0.667704
9	10.074441	1.603397	0.623676
10	10.664951	1.697380	0.589143
11	11.019323	1.753780	0.570197
12	11.919399	1.897031	0.527139
13	13.525679	2.152679	0.464538
14	13.837544	2.202314	0.454068
15	16.155765	2.571270	0.388913

Tabella 186: Modi di vibrare dissipatori isteretici in acciaio

Mode	TRA	N-X	TRA	N-Y	TRA	N-Z	ROT	ΓN-X	ROT	N-Y	ROT	N-Z
No	MASS(%	SUM(%)										
1	0.00	0.00	19.64	19.64	0.00	0.00	3.37	3.37	0.00	0.00	44.90	44.90
2	83.55	83.55	0.00	19.64	0.00	0.00	0.00	3.37	0.01	0.01	0.01	44.91
3	0.03	83.58	0.58	20.22	0.00	0.00	0.11	3.48	0.00	0.01	28.86	73.76
4	0.00	83.58	62.44	82.66	0.00	0.00	10.60	14.08	0.00	0.01	8.48	82.24
5	0.00	83.58	0.10	82.76	0.00	0.00	0.02	14.10	0.00	0.01	2.49	84.73
6	0.00	83.58	0.00	82.76	2.84	2.84	0.03	14.13	0.03	0.04	0.00	84.73
7	0.00	83.58	0.23	82.99	0.00	2.84	0.04	14.17	0.00	0.04	0.00	84.74
8	0.00	83.58	0.00	82.99	1.16	4.01	0.01	14.18	1.04	1.09	0.00	84.74
9	0.00	83.58	0.00	82.99	1.87	5.88	0.06	14.24	3.03	4.11	0.00	84.74
10	0.00	83.58	0.00	82.99	7.38	13.26	0.14	14.38	0.04	4.15	0.00	84.74
11	0.00	83.59	0.00	82.99	3.54	16.80	0.06	14.45	1.28	5.42	0.00	84.74
12	0.01	83.59	0.00	82.99	0.00	16.80	0.00	14.45	0.00	5.42	0.00	84.74
13	0.00	83.59	0.00	82.99	0.00	16.80	0.00	14.45	0.00	5.42	0.03	84.76
14	0.00	83.60	0.00	82.99	3.36	20.17	0.05	14.50	2.66	8.09	0.00	84.76
15	0.00	83.60	0.00	82.99	8.22	28.39	0.92	15.41	15.30	23.38	0.00	84.76

Tabella 187: Masse partecipanti dissipatori isteretici in acciaio

Come mostrato dalle precedenti Tabelle, il secondo modo di vibrare è quello puramente traslazionale. Il suo periodo è simile a quello valutato in precedenza per la modellazione dello spettro di risposta elastico. Nelle Tabelle precedenti sono mostrati solamente i primi quindici modi di vibrare, tuttavia nelle analisi sono stati valutati trenta modi di vibrare, in modo da raggiungere per ogni direzione l'85% di massa partecipante. La configurazione geometrica dei modi di vibrare è molto simile a quella dei sistemi di isolamento precedenti. Vengono ora mostrate le azioni agenti alla base degli isolatori tramite la seguente Tabella 188.

Tabella 188: Azioni sismi	he alla base d	dei dissipatori	isteretici in	acciaio
---------------------------	----------------	-----------------	---------------	---------

Sistema di Isolamonto con Dissinatori								
Sistema un isola	sistema unisolamento con Dissipatori							
Appoggio	Taglio Longitudinale	Taglio Trasversale						
	T _{long}	T _{trasv}						
	kN	kN						
Spalla 1	0	0						
Pila 1	728	725						
Pila 2	725	673						
Pila 3	718	672						
Pila 4	704	707						
Pila 5	649	735						
Pila 6	685	711						
Pila 7	729	605						
Pila 8	751	621						
Pila 9	690	752						
Spalla 2	0	0						

Infine, viene effettuata la verifica delle condizioni per effettuare l'analisi dinamica lineare per dispositivi con comportamento non lineare, come mostrato nelle seguenti Tabelle.

Verifica Condizione 1							
Posizione	Denominazione	Rigidezza Orizzontale	Spostamento Massimo		Rigidezza Secante		Verifica
		Kr	d _{dc}	0,2·d _{sisma}	K _{sec}		
		kN/mm	mm	mm	kN/mm	%	1
1	Spalla 1 dx						
2	Spalla 1 sx						
3	P1 dx	7,645	150	30	20,429	37,4	Х
4	P1 sx	7,645	150	30	20,429	37,4	Х
5	P2 dx	7,746	150	30	20,429	37,9	Х
6	P2 sx	7,746	150	30	20,429	37,9	Х
7	P3 dx	7,746	150	30	20,429	37,9	Х
8	P3 sx	7,746	150	30	20,429	37,9	Х
9	P4 dx	7,620	150	30	20,429	37,3	Х
10	P4 sx	7,619	150	30	20,429	37,3	Х
11	P5 dx	7,266	150	30	20,429	35,6	Х
12	P5 sx	7,266	150	30	20,429	35,6	Х
13	P6 dx	7,568	150	30	20,429	37,0	Х
14	P6 sx	7,567	150	30	20,429	37,0	Х
15	P7 dx	7,764	150	30	20,429	38,0	Х
16	P7 sx	7,765	150	30	20,429	38,0	Х
17	P8 dx	7,715	150	30	20,429	37,8	Х
18	P8 sx	7,715	150	30	20,429	37,8	Х
19	P9 dx	6,902	150	30	20,429	33,8	X
20	P9 sx	6,902	150	30	20,429	33,8	Х
21	Spalla 2 dx						
22	Spalla 2 sx						

Tabella 189: Verifica condizione 1 dissipatori isteretici in acciaio

Tabella 190: Verifica condizione 4 dissipatori isteretici in acciaio

Verifica Condizione 4								
Posizione	Denominazione	Variazione Forza	Carico Permanente Verticale	2,5% Peso Sovrastruttura	Verifica			
		ΔF	Р	2,5·W				
		kN	kN	kN				
1	Spalla 1 dx							
2	Spalla 1 sx							
3	P1 dx	48	5680,13	142	Х			
4	P1 sx	48	5680,13	142	Х			
5	P2 dx	48	5680,13	142	Х			
6	P2 sx	48	5680,13	142	Х			
7	P3 dx	48	5680,13	142	Х			
8	P3 sx	48	5680,13	142	Х			
9	P4 dx	48	6626,81	166	Х			
10	P4 sx	48	6626,81	166	Х			
11	P5 dx	48	8520,19	213	Х			
12	P5 sx	48	8520,19	213	Х			
13	P6 dx	48	8520,19	213	Х			
14	P6 sx	48	8520,19	213	Х			
15	P7 dx	48	6626,81	166	Х			
16	P7 sx	48	6626,81	166	Х			
17	P8 dx	48	5680,13	142	Х			
18	P8 sx	48	5680,13	142	Х			
19	P9 dx	48	5680,13	142	X			
20	P9 sx	48	5680,13	142	Х			
21	Spalla 2 dx							
22	Spalla 2 sx							

In questo caso non sono soddisfatte entrambe le condizioni, a causa del comportamento elasto-plastico del dissipatore. I risultati verranno comunque utilizzati come riferimento della successiva analisi non lineare.

3.3.4.2 Verifica sistema di isolamento

La verifica del sistema di isolamento composto da dissipatori viene valutata tramite lo spostamento massimo ottenuto, combinando tra loro gli spostamenti riferiti alle due direzioni. Grazie alla presenza degli shock trasmitters, non sono stati considerati gli spostamenti dovuti ai fenomeni lenti.

spostament	Dissipatori uovu	ti ai Sisilia			
		Spostamento	Spostamento	Spostamento	
Posizione	Denominazione	massimo	massimo	Sisma	Verifica
		Longitudinale	Trasversale	massimo	
		d _{max,long}	d _{max,trasv}	d _{sisma}	
		mm	mm		
1	Spalla 1 dx				
2	Spalla 1 sx				
3	P1 dx	75	74	85	V
4	P1 sx	75	74	85	V
5	P2 dx	75	68	84	V
6	P2 sx	75	68	84	V
7	P3 dx	75	68	84	V
8	P3 sx	75	68	84	V
9	P4 dx	75	72	85	V
10	P4 sx	75	72	85	V
11	P5 dx	75	80	90	V
12	P5 sx	75	80	90	V
13	P6 dx	76	74	86	٧
14	P6 sx	76	74	86	V
15	P7 dx	76	61	83	V
16	P7 sx	76	61	83	V
17	P8 dx	77	63	84	٧
18	P8 sx	77	63	84	V
19	P9 dx	77	85	95	V
20	P9 sx	77	85	95	V
21	Spalla 2 dx				
22	Spalla 2 sx				

Tabella 191: Azioni sismiche agenti su dissipatori isteretici in acciaio

Construction of Displayers of departiculations

3.3.4.3 Analisi dinamica non lineare

L'analisi dinamica non lineare è stata effettuata utilizzando i precedenti accelerogrammi artificiali. Il modello in esame, realizzato con Midas Civil, definisce i dissipatori come elementi di tipo Spring, a cui viene associato un comportamento non lineare. In questa analisi è di fondamentale importanza il modo in cui viene considerato lo smorzamento. Nel caso in esame, lo smorzamento viene valutato in funzione dell'energia potenziale di deformazione e viene definito un valore massimo pari al 28% per gli isolatori e pari al 3% per la restante parte della struttura.

Gli spostamenti e le sollecitazioni, come detto in precedenza, sono valutate come i valori più sfavorevoli e sono mostrati nella seguente Tabella 192.

Sistema di Isolamento Dissipatori Analisi Non Lineare							
Appoggio	Spostamento massimo Longitudinale	Spostamento massimo Trasversale	Taglio Longitudinale	Taglio Trasversale			
	d _{long}	d _{trasv}	Tlong	T _{trasv}			
	mm	mm	kN	kN			
Spalla 1	0	0	0	0			
Pila 1	45	47	622	623			
Pila 2	45	45	622	622			
Pila 3	46	45	621	622			
Pila 4	46	43	620	621			
Pila 5	45	49	620	624			
Pila 6	46	52	619	626			
Pila 7	49	52	621	626			
Pila 8	49	56	623	629			
Pila 9	49	61	624	633			
Spalla 2	0	0	0	0			

Tabella 192: Analisi non lineare sistema di isolamento dissipatori

Dalla Tabella precedente si può constatare che questa analisi porta a risultati minori rispetto a quelli dell'analisi lineare. Questo è dovuto ad uno smorzamento maggiore dell'intera struttura, che dovrebbe simulare il suo comportamento reale.

Inoltre, nelle seguenti Figure, sono mostrati i cicli di isteresi e gli andamenti di forza e deformazione dell'isolatore posizionato sulla pila più sollecitata per i tre gruppi di storia temporale e in ciascuna direzione.



Figura 118: Ciclo di isteresi direzione trasversale dissipatori isteretici in acciaio



Figura 119: Ciclo di isteresi direzione longitudinale dissipatori isteretici in acciaio



Figura 120: Andamento forza di taglio trasversale in funzione del tempo dissipatori isteretici in



Figura 121: Andamento forza di taglio longitudinale in funzione del tempo dissipatori isteretici in acciaio



Figura 122: Andamento spostamento trasversale in funzione del tempo dissipatori isteretici in acciaio



Figura 123: Andamento spostamento longitudinale in funzione del tempo dissipatori isteretici in acciaio

3.4 Verifica giunto di dilatazione

La verifica del giunto di dilatazione comprende anche la verifica del varco. La prima dovrebbe essere effettuata a stato limite di danno. Tuttavia, per avere un maggiore margine di sicurezza, viene effettuata a stato limite di salvaguardia della vita. Mentre, la seconda viene effettuata a stato limite di collasso.

La verifica del varco viene effettuata affinché non vi sia contatto tra il paraghiaia e l'impalcato durante l'evento sismico. Questa verifica può essere restrittiva in ponti già esistenti, in quanto in passato usualmente il varco aveva una dimensione minore. Nella seguente Tabella 193 sono riportate le dimensioni minime del varco per i quattro sistemi di isolamento studiati in precedenza, utilizzando un'analisi dinamica lineare. Nei primi due sistemi di isolamento non sono presenti gli shock trasmitters, per cui gli spostamenti massimi longitudinali comprendono anche le variazioni termiche e gli effetti reologici.

Verifica Varco							
Spostamento	Spostamento	Spostamento	Spostamento				
Longitudinale	Longitudinale	Longitudinale	Longitudinale				
HDRB	LRB	FPS	EP				
d _{long}	d _{long}	d _{long}	d _{long}				
mm	mm	mm	mm				
279	223	107	77				

Tabella 193: Verifica varco

La verifica del giunto, invece, viene effettuata affinché durante l'evento sismico rimanga integra la parte del giunto posizionata tra impalcato e paraghiaia, che permette alla parte sovrastante del giunto di allungarsi o contrarsi. Gli spostamenti longitudinali verranno valutati utilizzando lo spettro di accelerazione mostrato nella seguente Tabella 194.

Verifica Giunto							
Spostamento	Spostamento	Spostamento	Spostamento				
Longitudinale	Longitudinale	Longitudinale	Longitudinale				
HDRB	LRB	FPS	EP				
dlong	d _{long}	d _{long}	d _{long}				
mm	mm	mm	mm				
232	205	98	71				

Tabella 194: Verifica giunto

Questa verifica consiglia l'utilizzo di dispositivi elastomerici a pendolo ad attrito o dissipatori isteretici, in modo da avere spostamenti contenuti.

4 Conclusioni

Dopo aver effettuato le analisi si può concludere che la sezione dell'impalcato risulta avere una geometria idonea per resistere alle azioni statiche. Le sezioni in corrispondenza delle pile adiacenti alla campata di luce maggiore sono state dimensionate appositamente con una altezza maggiore perché soggette ad elevate sollecitazioni flettenti rispetto alle altre zone dell'impalcato. Inoltre, in queste sezioni è maggiormente presente il fenomeno dell'instabilità locale, ma ciò non è risultato eccessivo e ha portato ad una non elevata riduzione del momento resistente della sezione.

La connessione a taglio è stata dimensionata costante su tutto l'impalcato, in modo da avere un buon margine di sicurezza.

Infine, il comportamento dinamico del ponte, in termini di spostamenti e tagli agenti in corrispondenza dei dispositivi antisismici, è risultato differente per le quattro tipologie di dispositivi. Prima di valutare quale dispositivo ha fornito prestazioni migliori nel caso in esame, è necessario fare una premessa, in quanto ogni tipologia di dispositivo risulta conveniente in alcuni casi ma in altro può non esserlo. Ciò è dovuto al fatto che ogni ponte ha le proprie particolarità, influenzate dalla propria geometria e dalle caratteristiche del terreno su cui poggia.

Inoltre, è doveroso considerare se il sistema di isolamento viene progettato su un ponte esistente o su un ponte nuovo. Infatti, i ponti esistenti possono essere soggetti a fenomeni di usura e, di conseguenza, può essere preferibile permettere spostamenti maggiori e limitare le azioni in sommità dei dispositivi. Ciò è dovuto al fatto che permettere spostamenti maggiori, porta alla sola demolizione del paraghiaia e alla sua conseguente ricostruzione più lontana dall'impalcato. Mentre, permettere tagli maggiori potrebbe portare ad interventi sulle sottostrutture e ciò risulterebbe molto difficoltoso.

Nel caso di ponti nuovi, invece, è necessario valutare quale sia la condizione più restrittiva in termini di spostamento e di taglio.

Nel caso in esame il confronto tra i diversi dispositivi, con comportamento mostrato nella seguente Figura 124, viene effettuato in funzione dei risultati ottenuti nelle seguenti Tabelle.





L'utilizzo di dispositivi elastomerici ad alto dissipamento, caratterizzati da basso smorzamento, porta a spostamenti elevati. Essendo tali spostamenti prossimi al valore limite, saranno presenti nei dispositivi anche elevate forze di taglio. Per questi motivi questa tipologia non risulta conveniente nel caso in esame.

L'utilizzo di dispostivi elastomerici con nucleo in piombo porta ad un'elevata diminuzione di spostamenti e a una bassa riduzione dei tagli, rispetto agli isolatori elastomerici ad alto dissipamento. Tuttavia, questi dispositivi non risultano convenienti in quanto non essendo accoppiati a shock trasmitters, portano ad uno spostamento totale maggiore, dovuto alla presenza dello spostamento causato da fenomeni lenti.

Spostamenti Sistemi di Isolamento									
	HD	ORB	LRB		FPS		Dissipatore		
	Spostamento	Spostamento	Spostamento	Spostamento	Spostamento	Spostamento	Spostamento	Spostamento	
Appoggio	massimo	massimo	massimo	massimo	massimo	massimo	massimo	massimo	
	Longitudinale	Trasversale	Longitudinale	Trasversale	Longitudinale	Trasversale	Longitudinale	Trasversale	
	d _{long}	d _{trasv}							
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	
Spalla 1	159	128	45	36	29	16	0	0	
Pila 1	160	112	46	40	29	24	45	47	
Pila 2	160	111	45	43	29	29	45	45	
Pila 3	160	129	46	45	29	33	46	45	
Pila 4	161	158	46	49	30	38	46	43	
Pila 5	161	192	46	60	27	45	45	49	
Pila 6	161	202	46	64	29	46	46	52	
Pila 7	162	180	47	56	29	41	49	52	
Pila 8	161	157	47	46	29	34	49	56	
Pila 9	161	138	48	46	29	28	49	61	
Spalla 2	160	129	47	46	29	23	0	0	

Tabella 195: Confronto spostamenti dispositivi antisismici

Tabella 196: Confronto tagli dispositivi antisismici

Tagli Sistemi di Isolamento								
	HD	RB	LRB FPS		PS	Dissipatore		
Appoggio	Taglio Longitudinale	Taglio Trasversale	Taglio Longitudinale	Taglio Trasversale	Taglio Longitudinale	Taglio Trasversale	Taglio Longitudinale	Taglio Trasversale
	Tlong	T _{trasv}						
	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
Spalla 1	483	389	377	358	330	306	0	0
Pila 1	483	336	378	365	330	318	622	623
Pila 2	480	333	378	371	327	327	622	622
Pila 3	479	386	378	375	329	337	621	622
Pila 4	478	472	376	386	330	345	620	621
Pila 5	470	572	374	408	374	436	620	624
Pila 6	471	599	373	416	377	438	619	626
Pila 7	478	537	379	401	328	350	621	626
Pila 8	483	471	381	378	329	338	623	629
Pila 9	488	415	383	379	329	328	624	633
Spalla 2	489	390	383	381	330	318	0	0

I dissipatori isteretici in acciaio, invece, permettono bassi spostamenti ma elevate azioni di taglio a causa del loro andamento molto rigido nel tratto elastico e con bassa pendenza del tratto incrudente. Per questo motivo questa tipologia di dispositivi risulta conveniente solamente nel caso di elevate masse e per terremoti catastrofici, ma non nel caso in esame.

In conclusione la scelta migliore in questo caso risulta essere quella relativa agli isolatori a pendolo ad attrito, poiché presentano valori bassi sia in termini di i spostamenti, che di tagli. Ciò è dovuto al fatto che tali dispositivi presentano un ampio smorzamento e un tratto elastico fortemente rigido, che porta a una forza di snervamento non elevata e, quindi, a basse azioni di taglio.

Inoltre, gli spostamenti relativi a questa tipologia risultano minori di quelli relativi ai dissipatori isteretici, poiché, anche avendo rigidezza simile a quest'ultimi, sono presenti anche sulle spalle.

Bibliografia

Athanasopoulou, A., Denton, S., Poljansek, M., Pinto, A., Tsionis, G. (2012) Bridge Design to Eurocodes, Worked examples, JRC Scientific and Technical Reports.

Bares, R., Massonet, C. (1966) Le calcul des grillage de poutre et dalles orthopropes, Dunod.

Beg, D., Johansson, B., Maquoi, R., Müller, C., Sediacek, G. (2007) Commentary and worked examples to EN 1993-1-5 "Plated structural elements", JRC Scientific and Technical Reports.

Bernard-Gely, A., Calgaro, J.A. (1994) Conception des Pontres, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

Calgaro, J.A., Virlogeux, M. (1987) Project et construction des pontes, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

Calvi, G.M., Pietra, D., Moratti, M. (2010) Criteri per la progettazione di dispositivi di isolamento a pendolo scorrevole.

Davaine, L., Imberty, F., Raoul, J. (2007) Guidance book, Eurocodes 3 and 4, Application to steel-concrete road bridges, Sétra.

De Miranda, F. (1971) "Ponti a struttura d'acciaio", Italsider.

Federation Internationale Du Beton (2013) Fib Model Code for Concrete Structures 2010, Ernst & Sohn.

Gardner, L., Nethercot, D. A. (2011) Designers' guide to Eurocode 3: Design of steel buildings, ICE Publishing.

Gentile, C., Malerba, P.G., Martinez y Cabrera, F. (2000) Ponti e Viadotti: Concezione, Progetto, Analisi, Gestione, Pitagora Editrice.

Gimsing, N.J. (1983) Cable Supported Bridges, John Wiley & Sons.

Hambly, E.C. (1991) Bridge Deck Behaviour, Chapmann and Hall.

Hendy, C. R., Johnson, R.P. (2006) Designers' guide to EN 1994-2 Eurocode 4: Design of steel and composite structures, Thomas Telford.

Iliopoulos, A., Vayas, I. (2014) Design of Steel-Composite Bridges to Eurocodes, CRC Press, Taylor & Francis Group.

Ministero delle Infrastrutture (2018) Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni.

Ministero delle Infrastrutture (2019) Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni.

Menn, C., (1986) Prestressed Concrete Bridges, Springer Verlag.

NF EN 1990: Eurocode - Basis of structural design. December 2005.

NF EN 1991-1-4: Eurocode 1, Action on structures. Part 1-4, General actions-wind actions. April 2010.

NF EN 1991-1-5: Eurocode 1, Action on structures. Part 1-5, General actions-thermal actions. November 2003.

NF EN 1992-1-1: Eurocode 2, Design of concrete structures. Part 1-1, General rules and rules for buildings. December 2004.

NF EN 1993-1-1: Eurocode 3, Design of steel structures. Part 1-1, General rules and rules for buildings. May 2005.

NF EN 1993-1-5: Eurocode 3, Design of steel structures. Part 1-5: Plated structural elements. October 2006.

NF EN 1993-1-9: Eurocode 3, Design of steel structures. Part 1-9: Fatigue. May 2005.

NF EN 1993-2: Eurocode 3, Design of steel structures. Part 2: Steel bridges. October 2006.

NF EN 1994-1-1: Eurocode 4, Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. December 2004.

NF EN 1994-2: Eurocode 4, Design of composite steel and concrete structures. Part 2: General rules and rules for bridges. October 2005.

NF EN 1998-2: Eurocode 8, Design of structures for earthquake resistance. Part 2: Bridges. September 2011

O'Connor, C. (1971) Design of Bridge Superstructures, Wiley-Interscience.

Petrangeli, M.P. (1996) Progettazione e costruzione di ponti, con cenni di patologia e diagnostica delle opere esistenti, Masson Editore.

Raithel, A. (1978) Ponti a travata, Liguori editore.

Raithel, A. (1977) Costruzione di Ponti, Liguori editore.

Schlaich, J., Scheer, H. (1982) Concrete box girder bridges, IABSE AIPC IVBH.

Troitsky, M.S. (1977) Cable Stayed Bridges: Theory and Design, BSP Professional Books, Blackwell Sc. Publications.

Troyano, L. F. (2003) Bridge Engineering: A Global Perspective Hardcover, Thomas Telford.

Ringraziamenti

Arrivato al termine del mio percorso universitario desidero ringraziare innanzitutto i miei Relatori e Professori Giuseppe Lacidogna e Federico Accornero per la loro disponibilità e per i loro suggerimenti durante la stesura della tesi.

Ringrazio anche l'Ingegnere Fabrizio Ricci per avermi dato la possibilità di approfondire questo argomento e per avermi fatto appassionare ad esso. Lo ringrazio anche per la sua disponibilità e per aver dato sempre importanza al mio lavoro.

Desidero inoltre ringraziare lo Studio Geodes S.r.l. per avermi accolto durante la mia esperienza di tirocinio. Ringrazio in particolare gli Ingegneri Alessandro Zegna, Giulio Baffa Giusa e Daniele Papaianni per il supporto datomi durante lo svolgimento delle analisi.

Ringrazio i miei genitori, per tutti i sacrifici che hanno fatto per permettermi di compiere questo percorso, per avere sempre creduto in me e per essermi stati accanto nei momenti di difficoltà. Ciò che sono diventato è soprattutto merito loro.

Ringrazio mio fratello Mattia per essermi sempre accanto e per avermi dimostrato, anche solamente con piccoli gesti, di credere davvero in me.

Ringrazio la mia fidanzata llenia per essermi sempre stata accanto sia nei momenti di gioia che in quelli più difficili, diventando in questi mesi parte fondamentale della mia vita, per avermi dato quel coraggio che a volte mi è mancato, per avere creduto più di tutti in me ma soprattutto per avermi fatto scoprire per la prima volta il significato della parola amore.

Ringrazio i miei amici più cari Andrea, Alessandro, Andrea, Samuele, Andrea, Lorenzo, Leonardo, Francesca, Cristina, Francesca e Cecilia per gli anni passati insieme, per avermi sostenuto e per essermi stati vicino nei momenti difficili.