

**NUOVA LINEA TORINO LIONE - NOUVELLE LIGNE LYON TURIN
PARTE COMUNE ITALO-FRANCESE - PARTIE COMMUNE FRANCO-ITALIENNE**

**LOTTO COSTRUTTIVO 1 / LOT DE CONSTRUCTION 1
CANTIERE OPERATIVO 02C/CHANTIER DE CONSTRUCTION 02C
RILOCALIZZAZIONE DELL'AUTOPORTO DI SUSÀ
DEPLACEMENT DE L'AUTOPORTO DE SUSE
PROGETTO ESECUTIVO - ETUDES D'EXECUTION
CUP C11J05000030001 - CIG 682325367F**

**SOVRAPPASSO RAMPA DI INGRESSO –
RELAZIONE DI CALCOLO SULLE SOTTOSTRUTTURE**

Indice	Date/ Data	Modifications / Modifiche	Etabli par / Concepito da	Vérifié par / Controllato da	Autorisé par / Autorizzato da
0	30/04/2017	Première diffusion / Prima emissione	G.MARTUSCELLI (-)	L.BARBERIS (MUSINET Eng.)	F.D'AMBRA (MUSINET Eng.)
A	31/08/2017	Révision suite aux commentaires TELT Revisione a seguito commenti TELT	G.MARTUSCELLI (-)	L.BARBERIS (MUSINET Eng.)	F.D'AMBRA (MUSINET Eng.)
B	30/04/2018	Recepimento istruttoria validazione RINA Check	P.LESCHE (MUSINET Eng.)	P.D'ALOISIO (MUSINET Eng.)	L.BARBERIS (MUSINET Eng.)

1	0	2	C	C	1	6	1	6	7	N	V	A	0	W	G
Lot Cos. Lot.Con.	Cantiere operativo/ Chantier de construction		Contratto/Contrat				Opera/Oeuvre		Tratto Tronçon	Parte Partie					

E	G	C	R	E	0	2	0	2	B
Fase Phase	Tipo documento Type de document	Oggetto Object		Numero documento Numéro de document			Indice Index		

**INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE/
/INTÉGRATION SPÉCIALISTE**



Dott. Ing. Piero D'ALOISIO
Albo di Torino
N° 5193 S



SCALA / ÉCHELLE

-

IL PROGETTISTA/LE DESIGNER



Dott. Arch. Corrado GIOVANNETTI
Albo di Torino
N° 2736

L'APPALTATORE/L'ENTREPRENEUR

IL DIRETTORE DEI LAVORI/LE MAÎTRE D'ŒUVRE

SOMMAIRE / INDICE

1. PREMESSA	11
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	11
3. DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE	12
3.1 Impalcati	14
3.2 Sottostrutture.....	15
3.3 Isolatori e giunti.....	17
4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	18
4.1 Calcestruzzi.....	18
4.1.1 Conglomerato per sottofondazioni C12/15	18
4.1.2 Conglomerato per opere provvisionali e pali di fondazione C28/35	18
4.1.3 Conglomerato per plinti di fondazione C28/35.....	18
4.1.4 Conglomerato per opere in elevazione C32/40.....	19
4.1.5 Conglomerato per baggioli e cordoli C35/45.....	19
4.1.6 Conglomerato per solette C35/45	19
4.1.7 Malta per micropali C28/35	19
4.2 Acciaio d'armatura	20
4.2.1 Acciaio da c.a. tipo B450C saldabile	20
4.3 Acciaio da carpenteria metallica.....	20
4.3.1 Acciaio per impalcati S355 J2 (Rif. UNI EN 10025-2).....	20
4.3.2 Acciaio per micropali S355 JR (Rif. UNI EN 10025-2).....	20
4.3.3 Bulloni di classe 10.9 e dadi classe 10.....	20
4.3.4 Collegamenti in unioni saldate.....	21
4.4 Trattamenti protettivi	21
4.4.1 Verniciatura carpenteria metallica	21
4.4.2 Trattamento velette	21
4.4.3 Trattamento calcestruzzi	21
4.5 Misto cementato.....	21
5. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA.....	22
5.1 Descrizione del modello di calcolo globale.....	22
6. AZIONI DI PROGETTO	25
6.1 <i>Peso proprio elementi strutturali</i>	25
6.2 <i>Peso proprio elementi non strutturali</i>	25
6.3 Azioni variabili da traffico.....	25
6.4 Azioni longitudinale di frenamento o di accelerazione (q_3)	29
6.5 Azione centrifuga q_4	29
6.6 Azione del vento q_5	30
Vento a ponte scarico	31
Vento a ponte carico.....	31
6.7 Resistenze passive dei vincoli q_7	32
6.8 Urto di veicolo in svio q_8	32
6.9 Variazioni termiche	32
6.10 Spinta del terreno.....	33
6.11 Azioni sismiche	33
6.11.1 Analisi strutturale	41

6.11.2	Incremento di spinta in condizioni sismiche	50
6.11.3	Inerzia sismica del terreno contenuto nelle spalle	50
7.	CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO	51
7.1	Condizioni elementari di carico	51
7.2	Combinazioni delle azioni agli Stati Limite Ultimi.....	52
7.3	Combinazioni delle azioni agli Stati Limite di Esercizio	52
8.	CRITERI DI VERIFICA	56
8.1	Criteri di verifica agli stati limite ultimi (SLU) per gli elementi in c.a.	56
8.1.1	Criteri di verifica per elementi soggetti a flessione e/o sforzo normale	56
8.1.2	Criteri di verifica per elementi soggetti a taglio	58
8.1.2.1	Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio	58
8.1.2.2	Elementi con armature trasversali resistenti a taglio	58
8.1.2.3	Resistenza di elementi tozzi, nelle zone diffusive e nei nodi.....	59
8.1.2.4	Resistenza nei confronti di sollecitazioni torcenti	59
8.2	Criteri di verifica agli stati limite di esercizio (SLE) per gli elementi in c.a.....	61
8.2.1	Verifiche a fessurazione.....	61
8.2.2	Verifiche tensionali	61
8.3	Criteri di analisi e verifica delle strutture di fondazione	61
8.3.1	Verifiche geotecniche dei pali.....	63
8.3.2	Verifiche strutturali dei pali	66
9.	ANALISI E VERIFICA DELLE PILE	67
9.1	Sollecitazioni	67
9.2	Scarichi in fondazione Pile	72
9.3	Verifica dei plinti	73
9.3.1	Verifiche SLU	73
9.3.1.1	Verifiche di resistenza.....	73
9.4	Verifica del fusto	74
9.4.1	Verifiche SLU	74
9.4.1.1	Verifiche a pressoflessione deviata.....	74
9.4.1.2	Verifiche a taglio.....	88
9.4.2	Verifiche SLE	89
9.4.2.1	Verifiche a fessurazione.....	89
9.4.2.2	Verifiche tensionali	90
9.5	Verifica del pulvino	91
9.5.1	Verifiche SLU.....	91
9.5.1.1	Verifiche di resistenza.....	91
9.5.2	Verifiche SLE	92
9.5.2.1	Verifiche a fessurazione.....	92
9.5.2.2	Verifiche tensionali	92
9.6	Verifica dei baggioli	93
9.6.1.1	Verifiche di resistenza.....	93
10.	ANALISI E VERIFICA DELLE SPALLE	94
10.1	Sollecitazioni Spalla S3	95
10.2	Sollecitazioni Spalla S4	112
10.3	Scarichi in fondazione Spalle S3/S4.....	128
10.4	Verifica della zattera fondazione – Spalla S3	129
10.4.1	Verifiche SLU.....	129

10.4.1.1	Verifiche a flessione.....	129
10.4.1.2	Verifiche di resistenza.....	130
10.4.2	Verifiche SLE	131
10.4.2.1	Verifiche a fessurazione.....	131
10.4.2.2	Verifiche tensionali	132
10.5	Verifica della zattera fondazione – Spalla S4.....	133
10.5.1	Verifiche SLU.....	133
10.5.1.1	Verifiche a flessione.....	133
10.5.1.2	Verifiche di resistenza.....	134
10.5.2	Verifiche SLE	135
10.5.2.1	Verifiche a fessurazione.....	135
10.5.2.2	Verifiche tensionali	136
10.6	Verifica del paramento – Spalla S3	137
10.6.1	Verifiche SLU.....	137
10.6.1.1	Verifiche a flessione.....	137
10.6.1.2	Verifiche a taglio.....	138
10.6.2	Verifiche SLE	139
10.6.2.1	Verifiche a fessurazione.....	139
10.6.2.2	Verifiche tensionali	140
10.7	Verifica del paramento – Spalla S4	141
10.7.1	Verifiche SLU.....	141
10.7.1.1	Verifiche a flessione.....	141
10.7.1.2	Verifiche a taglio.....	142
10.7.2	Verifiche SLE	143
10.7.2.1	Verifiche a fessurazione.....	143
10.7.2.2	Verifiche tensionali	144
10.8	Verifica del muro paraghiaia – Spalla S3	145
10.8.1	Verifiche SLU.....	145
10.8.1.1	Verifiche a flessione.....	145
10.8.1.2	Verifiche a taglio.....	146
10.8.2	Verifiche SLE	147
10.8.2.1	Verifiche a fessurazione.....	147
10.8.2.2	Verifiche tensionali	149
10.9	Verifica del muro paraghiaia – Spalla S4	150
10.9.1	Verifiche SLU.....	150
10.9.1.1	Verifiche a flessione.....	150
10.9.1.2	Verifiche a taglio.....	151
10.9.2	Verifiche SLE	152
10.9.2.1	Verifiche a fessurazione.....	152
10.9.2.2	Verifiche tensionali	154
10.10	Verifica dei muri andatori – Spalla S3	155
10.10.1	Verifiche SLU.....	155
10.10.1.1	Verifiche a flessione.....	155
10.10.1.2	Verifiche a taglio.....	157
10.10.2	Verifiche SLE	159
10.10.2.1	Verifiche a fessurazione.....	159
10.10.2.2	Verifiche tensionali	161
10.11	Verifica dei muri andatori – Spalla S4	162
10.11.1	Verifiche SLU.....	162

10.11.1.1	Verifiche a flessione.....	162
10.11.1.2	Verifiche a taglio.....	164
10.11.2	Verifiche SLE	166
10.11.2.1	Verifiche a fessurazione.....	166
10.11.2.2	Verifiche tensionali	168
10.12	Verifica dei baggioli – Spalla S3	169
10.12.1	Verifiche SLU	169
10.12.1.1	Verifiche di resistenza.....	169
10.13	Verifica dei baggioli – Spalla S4	170
10.13.1	Verifiche SLU	170
10.13.1.1	Verifiche di resistenza.....	170
11.	SCARICHI SUGLI ISOLATORI.....	171
12.	VERIFICA DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO	182
12.1	VERIFICA DEI GIUNTI	184
12.2	RITEGNI TRASVERSALI SULLE SPALLE	185
13.	VERIFICA DEI PALI DELLE PILE	186
13.1.1	Verifiche SLU.....	195
13.1.1.1	Verifiche a pressoflessione	196
13.1.1.2	Verifiche a taglio.....	197
13.1.2	Verifiche SLE	197
13.1.2.1	Verifiche a fessurazione.....	198
13.1.2.2	Verifiche tensionali	199
13.1.3	Verifiche GEO	199
13.1.3.1	Capacità portante dei pali.....	199
13.1.3.2	Carico limite orizzontale dei pali	202
14.	VERIFICA DEI PALI DELLE SPALLE	203
14.1.1	Verifiche SLU.....	208
14.1.1.1	Verifiche a flessione.....	209
14.1.1.2	Verifiche a taglio.....	210
14.1.2	Verifiche SLE	210
14.1.2.1	Verifiche a fessurazione.....	211
14.1.2.2	Verifiche tensionali	212
14.1.3	Verifiche GEO	212
14.1.3.1	Capacità portante dei pali.....	212
14.1.3.2	Carico limite orizzontale dei pali	214
15.	CALCOLO DEI CEDIMENTI.....	215

LISTE DES FIGURES / INDICE DELLE FIGURE

Figura 1	– Sovrappasso di ingresso - planimetria	13
Figura 2	– Sovrappasso di ingresso - profilo longitudinale	13
Figura 3	– Impalcato-sezione trasversale tipo.....	15
Figura 4	– Pila	16
Figura 5	– Vista 3D pile	22
Figura 6	– Vista 3D spalla.....	22
Figura 7	– Vista assonometrica del modello di calcolo globale.....	23
Figura 8	– Vista in pianta del modello di calcolo globale.....	23

Figura 9 – Vista dal basso del modello unifilare e dei vincoli alla base.....	23
Figura 10 – Vista unifilare collegamento pila-impalcato.....	24
Figura 11 – Moving load case 1 [C1-C2].....	27
Figura 12 – Moving load case 2 [C3-C4].....	27
Figura 13 – Massimazione del momento flettente in campata pile P9-P10.....	28
Figura 14 – Massimazione del momento flettente negativo sull'appoggio pila P8.....	28
Figura 15 – Massimazione dello sforzo normale massimo su un palo della pila P9.....	29
Figura 16 – Spinta statica.....	33
Figura 17 – Diagramma tensione – deformazione di progetto del calcestruzzo.....	56
Figura 18 – Vista Pile – Sovrappasso di Ingresso.....	67
Figura 19 – Sforzo Normale SLU – Fx.....	67
Figura 20 – Taglio SLU – Fy.....	68
Figura 21 – Taglio SLU – Fz.....	68
Figura 22 – Momento Flettente SLU - My.....	68
Figura 23 – Momento Flettente SLU - Mz.....	69
Figura 24 – Momento Torcente – Mx.....	69
Figura 25 – Sforzo Normale SLE R - Fx.....	69
Figura 26 – Momento Flettente SLE R - My.....	70
Figura 27 – Momento Flettente SLE R - Mz.....	70
Figura 28 – Sforzo Normale SLE F - Fx.....	70
Figura 29 – Momento Flettente SLE F - My.....	71
Figura 30 – Momento Flettente SLE F - Mz.....	71
Figura 31 – Scarichi in fondazione.....	72
Figura 32 – Verifica Tirante Puntone Plinti Pile.....	73
Figura 33 – Verifica a Taglio – Fy.....	88
Figura 34 – Verifica a Taglio – Fz.....	88
Figura 35 – Verifica a fessurazione.....	89
Figura 36 – Verifica tensionale.....	90
Figura 37 – Verifica Tirante Puntone Pulvini.....	91
Figura 38 – Verifica a fessurazione.....	92
Figura 39 – Verifica tensionale.....	92
Figura 40 – Verifica Tirante Puntone Baggioli Pile.....	93
Figura 41 – Modello 3D Spalla S3 – Vista anteriore e posteriore.....	94
Figura 42 – Modello 3D Spalla S4 – Vista anteriore e posteriore.....	94
Figura 43 – Sforzo Normale SLU – Fxx.....	95
Figura 44 – Taglio SLU – Vxx.....	95
Figura 45 – Taglio SLU – Vyy.....	95
Figura 46 – Momento Flettente SLU – Mxx.....	96
Figura 47 – Momento Flettente SLU – Myy.....	96
Figura 48 – Sforzo Normale SLE – Fxx.....	96
Figura 49 – Momento Flettente SLE – Mxx.....	97
Figura 50 – Momento Flettente SLE – Myy.....	97
Figura 51 – Taglio – Vxx.....	97
Figura 52 – Taglio – Vyy.....	98
Figura 53 – Momento Flettente – Mxx.....	98
Figura 54 – Momento Flettente – Myy.....	98
Figura 55 – Momento Flettente – Mxx.....	99
Figura 56 – Momento Flettente – Myy.....	99
Figura 57 – Sforzo Normale – Fxx.....	99

Figura 58 – Taglio – V_{xx}	100
Figura 59 – Taglio – V_{yy}	100
Figura 60 – Momento Flettente – M_{xx}	100
Figura 61 – Momento Flettente – M_{yy}	101
Figura 62 – Sforzo Normale – F_{xx}	101
Figura 63 – Momento Flettente – M_{xx}	101
Figura 64 – Momento Flettente – M_{yy}	102
Figura 65 – Sforzo Normale – F_{xx}	103
Figura 66 – Taglio – V_{xx}	103
Figura 67 – Taglio – V_{yy}	104
Figura 68 – Momento Flettente – M_{xx}	104
Figura 69 – Momento Flettente – M_{yy}	104
Figura 70 – Sforzo Normale – F_{xx}	105
Figura 71 – Momento Flettente – M_{xx}	105
Figura 72 – Momento Flettente – M_{yy}	105
Figura 73 – Sforzo Normale – F_{xx}	106
Figura 74 – Taglio – V_{xx}	106
Figura 75 – Taglio – V_{yy}	106
Figura 76 – Momento Flettente – M_{xx}	107
Figura 77 – Momento Flettente – M_{yy}	107
Figura 78 – Sforzo Normale – F_{xx}	107
Figura 79 – Momento Flettente – M_{xx}	108
Figura 80 – Momento Flettente – M_{yy}	108
Figura 81 – Sforzo Normale – F_{xx}	108
Figura 82 – Taglio – V_{xx}	109
Figura 83 – Taglio – V_{yy}	109
Figura 84 – Momento Flettente – M_{xx}	109
Figura 85 – Momento Flettente – M_{yy}	110
Figura 86 – Sforzo Normale – F_{xx}	110
Figura 87 – Momento Flettente – M_{xx}	110
Figura 88 – Momento Flettente – M_{yy}	111
Figura 89 – Sforzo Normale SLU – F_{xx}	112
Figura 90 – Taglio SLU – V_{xx}	112
Figura 91 – Taglio SLU – V_{yy}	112
Figura 92 – Momento Flettente SLU – M_{xx}	113
Figura 93 – Momento Flettente SLU – M_{yy}	113
Figura 94 – Sforzo Normale SLE – F_{xx}	113
Figura 95 – Momento Flettente SLE – M_{xx}	114
Figura 96 – Momento Flettente SLE – M_{yy}	114
Figura 97 – Taglio – V_{xx}	114
Figura 98 – Taglio – V_{yy}	115
Figura 99 – Momento Flettente – M_{xx}	115
Figura 100 – Momento Flettente – M_{yy}	115
Figura 101 – Momento Flettente – M_{xx}	116
Figura 102 – Momento Flettente – M_{yy}	116
Figura 103 – Sforzo Normale – F_{xx}	116
Figura 104 – Taglio – V_{xx}	117
Figura 105 – Taglio – V_{yy}	117
Figura 106 – Momento Flettente – M_{xx}	117

Figura 107 – Momento Flettente – M_{xx}	118
Figura 108 – Sforzo Normale – F_{xx}	118
Figura 109 – Momento Flettente – M_{xx}	118
Figura 110 – Momento Flettente – M_{yy}	119
Figura 111 – Sforzo Normale – F_{xx}	120
Figura 112 – Taglio – V_{xx}	120
Figura 113 – Taglio – V_{yy}	121
Figura 114 – Momento Flettente – M_{xx}	121
Figura 115 – Momento Flettente – M_{yy}	121
Figura 116 – Sforzo Normale – F_{xx}	122
Figura 117 – Momento Flettente – M_{xx}	122
Figura 118 – Momento Flettente – M_{yy}	122
Figura 119 – Sforzo Normale – F_{xx}	123
Figura 120 – Taglio – V_{xx}	123
Figura 121 – Taglio – V_{yy}	123
Figura 122 – Momento Flettente – M_{xx}	124
Figura 123 – Momento Flettente – M_{yy}	124
Figura 124 – Sforzo Normale – F_{xx}	124
Figura 125 – Momento Flettente – M_{xx}	125
Figura 126 – Momento Flettente – M_{yy}	125
Figura 127 – Sforzo Normale – F_{xx}	125
Figura 128 – Taglio – V_{xx}	126
Figura 129 – Taglio – V_{yy}	126
Figura 130 – Momento Flettente – M_{xx}	126
Figura 131 – Momento Flettente – M_{yy}	127
Figura 132 – Sforzo Normale – F_{xx}	127
Figura 133 – Momento Flettente – M_{xx}	127
Figura 134 – Momento Flettente – M_{yy}	128
Figura 135 – Scarichi in fondazione	128
Figura 136 – Verifica a Flessione – M_{xx}	129
Figura 137 – Verifica a Flessione – M_{yy}	129
Figura 138 – Verifica Tirante Puntone Zattera di Fondazione Spalla S3	130
Figura 139 – Verifica a fessurazione – M_{xx}	131
Figura 140 – Verifica a fessurazione – M_{yy}	131
Figura 141 – Verifica tensionale – M_{xx}	132
Figura 142 – Verifica tensionale – M_{yy}	132
Figura 143 – Verifica a Flessione – M_{xx}	133
Figura 144 – Verifica a Flessione – M_{yy}	133
Figura 145 – Verifica Tirante Puntone Zattera di Fondazione Spalla S4	134
Figura 146 – Verifica a fessurazione – M_{xx}	135
Figura 147 – Verifica a fessurazione – M_{yy}	135
Figura 148 – Verifica tensionale – M_{xx}	136
Figura 149 – Verifica tensionale – M_{yy}	136
Figura 150 – Verifica a Flessione – M_{xx}	137
Figura 151 – Verifica a Flessione – M_{yy}	137
Figura 152 – Verifica a Taglio – V_{xx}	138
Figura 153 – Verifica a Taglio – V_{yy}	138
Figura 154 – Verifica a fessurazione – M_{xx}	139
Figura 155 – Verifica a fessurazione – M_{yy}	139

Figura 156 – Verifica tensionale – M_{xx}	140
Figura 157 – Verifica tensionale – M_{yy}	140
Figura 158 – Verifica a Flessione – M_{xx}	141
Figura 159 – Verifica a Flessione – M_{yy}	141
Figura 160 – Verifica a Taglio – V_{xx}	142
Figura 161 – Verifica a Taglio – V_{yy}	142
Figura 162 – Verifica a fessurazione – M_{xx}	143
Figura 163 – Verifica a fessurazione – M_{yy}	143
Figura 164 – Verifica tensionale – M_{xx}	144
Figura 165 – Verifica tensionale – M_{yy}	144
Figura 166 – Verifica a Flessione – M_{xx}	145
Figura 167 – Verifica a Flessione – M_{yy}	145
Figura 168 – Verifica a Taglio – V_{xx}	146
Figura 169 – Verifica a Taglio – V_{yy}	146
Figura 170 – Verifica a fessurazione – M_{xx}	147
Figura 171 – Verifica a fessurazione – M_{yy}	148
Figura 172 – Verifica tensionale – M_{xx}	149
Figura 173 – Verifica tensionale – M_{yy}	149
Figura 174 – Verifica a Flessione – M_{xx}	150
Figura 175 – Verifica a Flessione – M_{yy}	150
Figura 176 – Verifica a Taglio – V_{xx}	151
Figura 177 – Verifica a Taglio – V_{yy}	151
Figura 178 – Verifica a fessurazione – M_{xx}	152
Figura 179 – Verifica a fessurazione – M_{yy}	153
Figura 180 – Verifica tensionale – M_{xx}	154
Figura 181 – Verifica tensionale – M_{yy}	154
Figura 182 – Verifica a Flessione parte inferiore – M_{xx}	155
Figura 183 – Verifica a Flessione parte inferiore – M_{yy}	155
Figura 184 – Verifica a Flessione parte superiore – M_{xx}	156
Figura 185 – Verifica a Flessione parte superiore – M_{yy}	156
Figura 186 – Verifica a Taglio parte inferiore – V_{xx}	157
Figura 187 – Verifica a Taglio parte inferiore – V_{yy}	157
Figura 188 – Verifica a Taglio parte superiore – V_{xx}	158
Figura 189 – Verifica a Taglio parte superiore – V_{yy}	158
Figura 190 – Verifica a fessurazione parte inferiore – M_{xx}	159
Figura 191 – Verifica a fessurazione parte inferiore – M_{yy}	159
Figura 192 – Verifica a fessurazione parte superiore – M_{xx}	160
Figura 193 – Verifica a fessurazione parte superiore – M_{yy}	160
Figura 194 – Verifica tensionale parte inferiore – M_{xx}	161
Figura 195 – Verifica tensionale parte inferiore – M_{yy}	161
Figura 196 – Verifica tensionale parte superiore – M_{xx}	161
Figura 197 – Verifica tensionale parte superiore – M_{yy}	161
Figura 198 – Verifica a Flessione parte inferiore – M_{xx}	162
Figura 199 – Verifica a Flessione parte inferiore – M_{yy}	162
Figura 200 – Verifica a Flessione parte superiore – M_{xx}	163
Figura 201 – Verifica a Flessione parte superiore – M_{yy}	163
Figura 202 – Verifica a Taglio parte inferiore – V_{xx}	164
Figura 203 – Verifica a Taglio parte inferiore – V_{yy}	164
Figura 204 – Verifica a Taglio parte superiore – V_{xx}	165

Figura 205 – Verifica a Taglio parte superiore – V_{yy}	165
Figura 206 – Verifica a fessurazione parte inferiore – M_{xx}	166
Figura 207 – Verifica a fessurazione parte inferiore – M_{yy}	166
Figura 208 – Verifica a fessurazione parte superiore – M_{xx}	167
Figura 209 – Verifica a fessurazione parte superiore – M_{yy}	167
Figura 210 – Verifica tensionale parte inferiore – M_{xx}	168
Figura 211 – Verifica tensionale parte inferiore – M_{yy}	168
Figura 212 – Verifica tensionale parte superiore – M_{xx}	168
Figura 213 – Verifica tensionale parte superiore – M_{yy}	168
Figura 214 – Verifica Tirante Puntone Baggioli Spalla S3.....	169
Figura 215 – Verifica Tirante Puntone Baggioli Spalla S4.....	170
Figura 216 – Numerazione general link.....	171
Figura 217 – Spostamenti massimi SLC	182
Figura 218 – Spostamento massimo in X allo SLU.....	183
Figura 219 – Spostamento massimo in Y allo SLU.....	183
Figura 220 – Dettaglio ritegno su spalla	185
Figura 221 – Resistenza del ritegno	185
Figura 222 – Numerazione nodi.....	186
Figura 223 – Momento Flettente e Taglio – SLU (F_{XY} Max).....	195
Figura 224 – Momento Flettente e Taglio – SLU (F_z Min).....	195
Figura 225 – Verifica a Pressoflessione (F_{XY} Max).....	196
Figura 226 – Verifica a Pressoflessione (F_z Min).....	196
Figura 227 – Verifica a Taglio (F_{XY} Max).....	197
Figura 228 – Momento Flettente - SLER.....	197
Figura 229 – Momento Flettente - SLEF	198
Figura 230 – Verifica a fessurazione	198
Figura 231 – Verifica tensionale	199
Figura 232 – Carico limite orizzontale.....	202
Figura 233 – Numerazione nodi.....	203
Figura 234 – Momento Flettente e Taglio – SLU (F_{XY} Max).....	208
Figura 235 – Momento Flettente e Taglio – SLU (F_z Min).....	208
Figura 236 – Verifica a Pressoflessione ($F_{X/Y}$ Max).....	209
Figura 237 – Verifica a Pressoflessione (F_z Min).....	209
Figura 238 – Verifica a Taglio ($F_{X/Y}$ Max).....	210
Figura 239 – Momento Flettente - SLER.....	210
Figura 240 – Momento Flettente - SLEF	211
Figura 241 – Verifica a fessurazione	211
Figura 242 – Verifica tensionale	212
Figura 243 – Carico limite orizzontale.....	214
Figura 244 – Modello di calcolo caricato con i carichi permanenti di seconda fase	218
Figura 245 – Modello di calcolo con numerazione nodi.....	218

1. PREMESSA

La presente relazione è relativa al calcolo delle sottostrutture del Sovrappasso di Ingresso da realizzare sull' Autostrada A32 Torino-Bardonecchia nell'ambito del Progetto Esecutivo della "Rilocalizzazione dell'Autoporto di Susa", nel comune di San Didero. Per sottostrutture si intendono tutte le opere strutturali del sovrappasso ad esclusione dell'imalcato, oggetto di specifica relazione.

Dal punto di vista delle analisi strutturali il documento è stato redatto in osservanza delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al DM 14/01/2008, utilizzando la metodologia di verifica agli Stati Limite.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Nella stesura della presente relazione si sono seguite le indicazioni contenute nella normativa vigente. In particolare si sono considerate le seguenti normative:

Legge 5 Novembre 1971 n. 1086 – *“Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica”*.

Circolare LL.PP. 14 Febbraio 1974 n. 11951 – *“Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica – Istruzioni per l'applicazione”*.

D.M. LL.PP. 14 Gennaio 2008 - *“Norme tecniche per le costruzioni”*.

Circolare LL.PP. 2 Febbraio 2009 n. 617- *Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.*

3. DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE

Per la realizzazione del nuovo svincolo sull'autostada A32 Torino-Bardonecchia sono stati progettati due Sovrappassi: il “Sovrappasso di Uscita” o “Sovrappasso BA-SV” ovvero il sovrappasso che consente l'uscita dall'A32 per i veicoli provenienti lato Bardonecchia e conduce all'Autoporto ed il “Sovrappasso di Ingresso” o “Sovrappasso SV-TO” ovvero il sovrappasso che consente ai veicoli provenienti dall'Autoporto di immettersi sull'A32 in direzione Torino.

Oggetto della presente relazione è il Sovrappasso di Ingresso, che presenta una forma a “cappio” di sviluppo complessivo 217m. L'impalcato è in struttura mista acciaio-calcestruzzo, con schema statico di trave continua su più appoggi. Più in dettaglio, l'impalcato è suddiviso in sette campate e poggia alle due estremità sulle due spalle S3 ed S4 e al centro su appoggi intermedi costituiti dalle pile P7, P8, P9, P10, P11 e P12. La lunghezza delle campate in asse impalcato è così distribuita: 27+30+30+42+30+30+27m, oltre ai due retro trave da 0.50m. Planimetricamente il sovrappasso presenta andamento curvilineo, con tratto centrale a curvatura costante pari a 51.60m (in asse impalcato), e curvatura decrescente avvicinandosi verso le due spalle. La carreggiata presenta larghezza minima di 6.50 m (in corrispondenza delle spalle) ed allargamenti in curva a 7.80, nella zona a curvatura costante. Esternamente alla carreggiata sono previsti cordoli da 0.75m che ospitano le barriere H4 bordo ponte, integrate con parasassi in rete lungo tutto lo sviluppo dell'opera, ad eccezione delle 3 campate centrali, che presentano una protezione in rete e lamiera nella parte inferiore alta circa 1.0m.

SOVRAPPASSO DI INGRESSO PIANTA IMPALCATO

scala 1:500

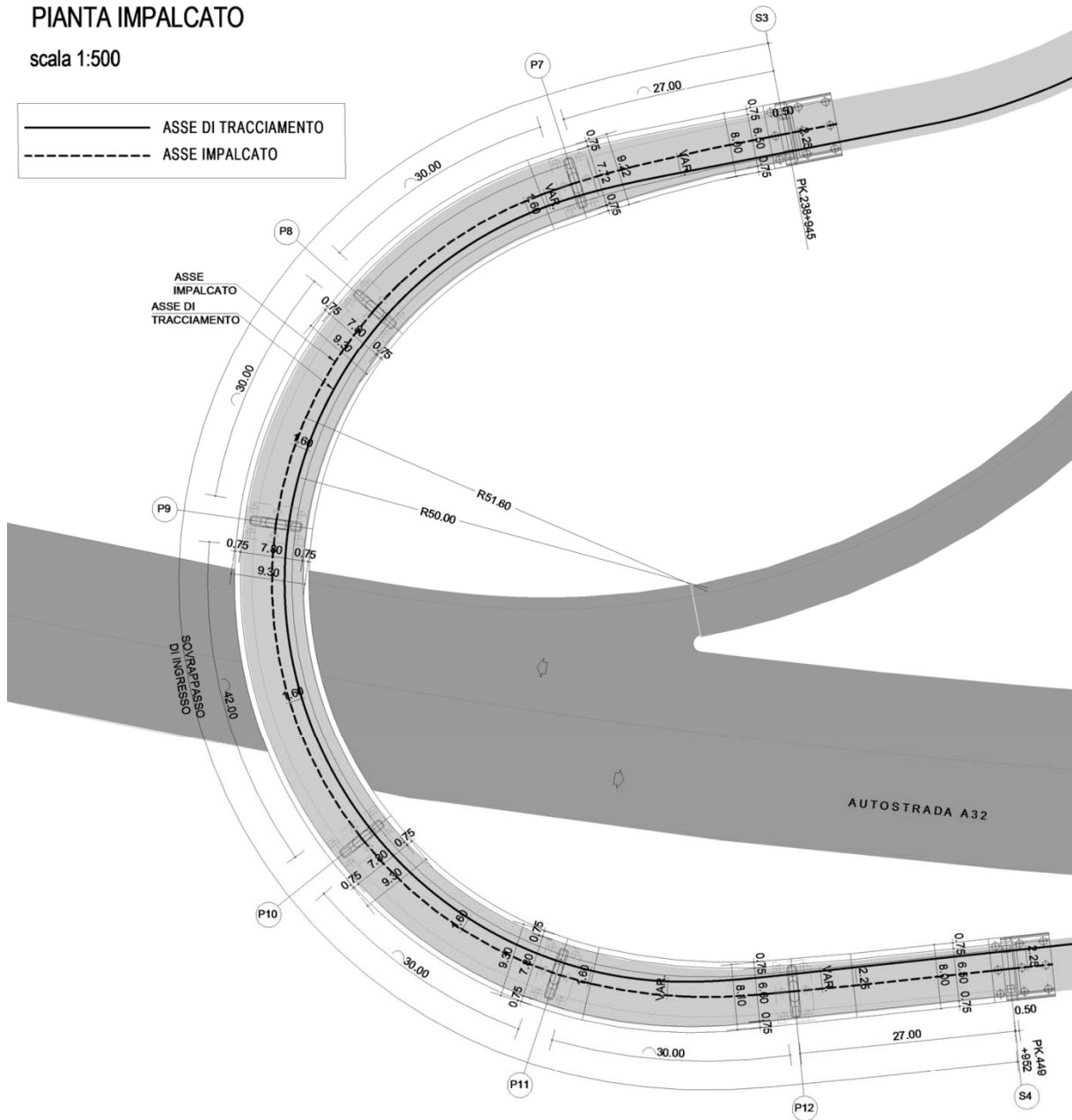


Figura 1 – Sovrappasso di ingresso - planimetria

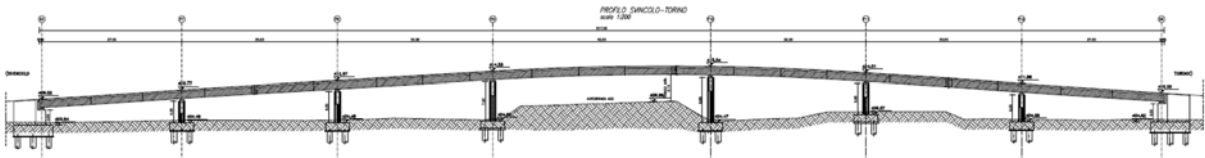


Figura 2 – Sovrappasso di ingresso - profilo longitudinale

3.1 Impalcati

Gli impalcati a struttura mista sono costituiti da due travi metalliche principali in profili saldati ad anime verticali, poste ad un interasse di 5.00m, e da una soletta superiore in c.a. di spessore pari a 0.24 m. La collaborazione tra le travi in acciaio e la sovrastante soletta è realizzata mediante connettori di tipo *Nelson*, saldati all'estradosso delle piattabande superiori delle travi principali.

E' previsto inoltre l'impiego di predalles tralicciate in acciaio da 4 mm di spessore poste all'estradosso delle piattabande superiori delle travi principali, con funzione di cassaforma a perdere in fase di getto. Una volta disposte le predalles si provvede alla posa dell'armatura longitudinale ed al completamento di quella trasversale, per poi procedere con il getto della soletta fino agli spessori di progetto.

La soletta in c.a. ha una larghezza di 8.00 m nelle zone prossime alle spalle, di 9.30 m nelle campate centrali e variabile nei restanti tratti dell'impalcato.

Le ali superiori sono collegate da controventi di montaggio di tipo reticolare. Le ali inferiori sono collegate da controventi di torsione.

Trasversalmente le travi principali sono collegate da diaframmi, del tipo a parete piena in corrispondenza di spalle e pile e del tipo reticolare per quelli intermedi. In corrispondenza delle spalle il diaframma è collegato alla soletta mediante pioli in acciaio.

Al fine di permettere agevolmente il montaggio in opera dell'impalcato, il profilo della rampa è stato suddiviso in ventuno conci di lunghezza teorica in asse pari a 9.0 o 12.0m. In corrispondenza di ogni giunto, le travi principali sono collegate attraverso unioni saldate a piena penetrazione.

L'impalcato presenta sia pendenza longitudinale che pendenza trasversale. Quest'ultima è pari al 6% nel tratto centrale a curvatura costante ed è invece variabile sul resto dell'impalcato, con inversione di pendenza nei tratti di estremità. La quota di intradosso delle due travi principali, in trasversale è la stessa per entrambe e l'altezza complessiva dell'impalcato in asse, tra estradosso soletta ed intradosso travi è stata tenuta costante lungo tutto lo sviluppo dell'opera e pari a 1.53m. Ne deriva che nel tratto a curvatura costante la trave interno curva è alta 1.115 m mentre quella esterno curva è alta 1.415 m. Nelle zone di estremità, a pendenza trasversale minore, le differenze di altezza tra le due travi si vanno a ridurre.

Avendo l'opera un raggio di curvatura molto stretto, si è deciso di impiegare travi ad anima calandrata e piattabande curve, sia per ragioni estetiche, sia per evitare di avere un elevato numero di conci che potessero ben approssimare con una spezzata l'andamento curvilineo del ponte. Avere travi curve, inoltre semplifica notevolmente la realizzazione di predalles e solette, avendo interasse delle asole sempre costante e lunghezze dei due sbalzi sempre uguali tra loro. La curvatura di ogni concio di trave è costante lungo il suo sviluppo, come indicato negli elaborati di progetto, per cui lo sviluppo della travata avviene secondo archi di cerchio (conci) e tratti rettilinei nelle zone di estremità.

Il varo degli impalcati avverrà dal basso per mezzo di autogru di adeguata portata e sbraccio. Ogni sovrappasso è stato suddiviso in 5 blocchi, costituito ognuno da un numero di 4 o 5 conci. Ogni blocco viene assemblato a terra in apposite aree prossime alla zona di ubicazione finale e varato sulle pile definitive e su apposite pile provvisorie da rimuovere dopo aver compiuto le operazioni di collegamento tra le membrature metalliche dei blocchi contigui. Per limitare le operazioni da eseguire in quota sul sedime autostradale, il blocco centrale verrà varato provvisto di predalles, velette e parapetti di sicurezza. Per varare i suddetti blocchi occorrerà

operare simultaneamente con due gru che solleveranno il blocco alle due estremità. Ognuna di esse dovrà avere una portata di circa 100 ton con sbraccio da 28m. Operando in tal modo si potrà interdire il transito autostradale solo durante le operazioni di varo.

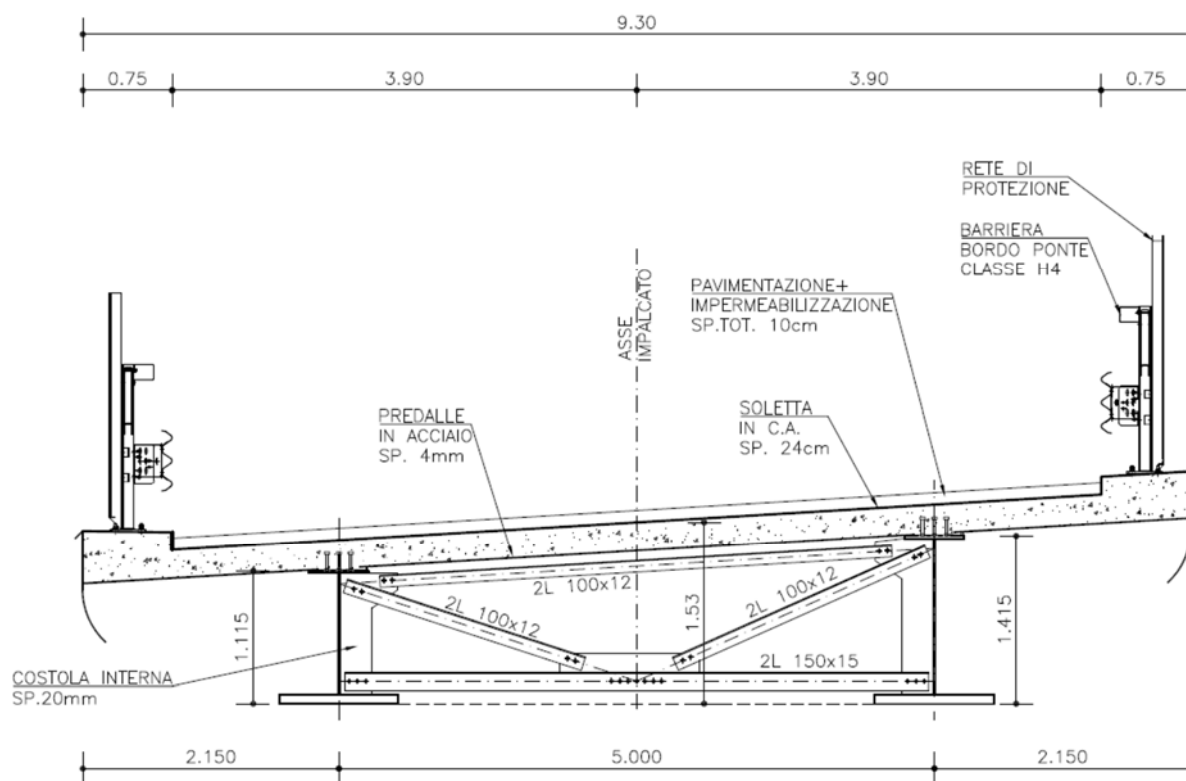
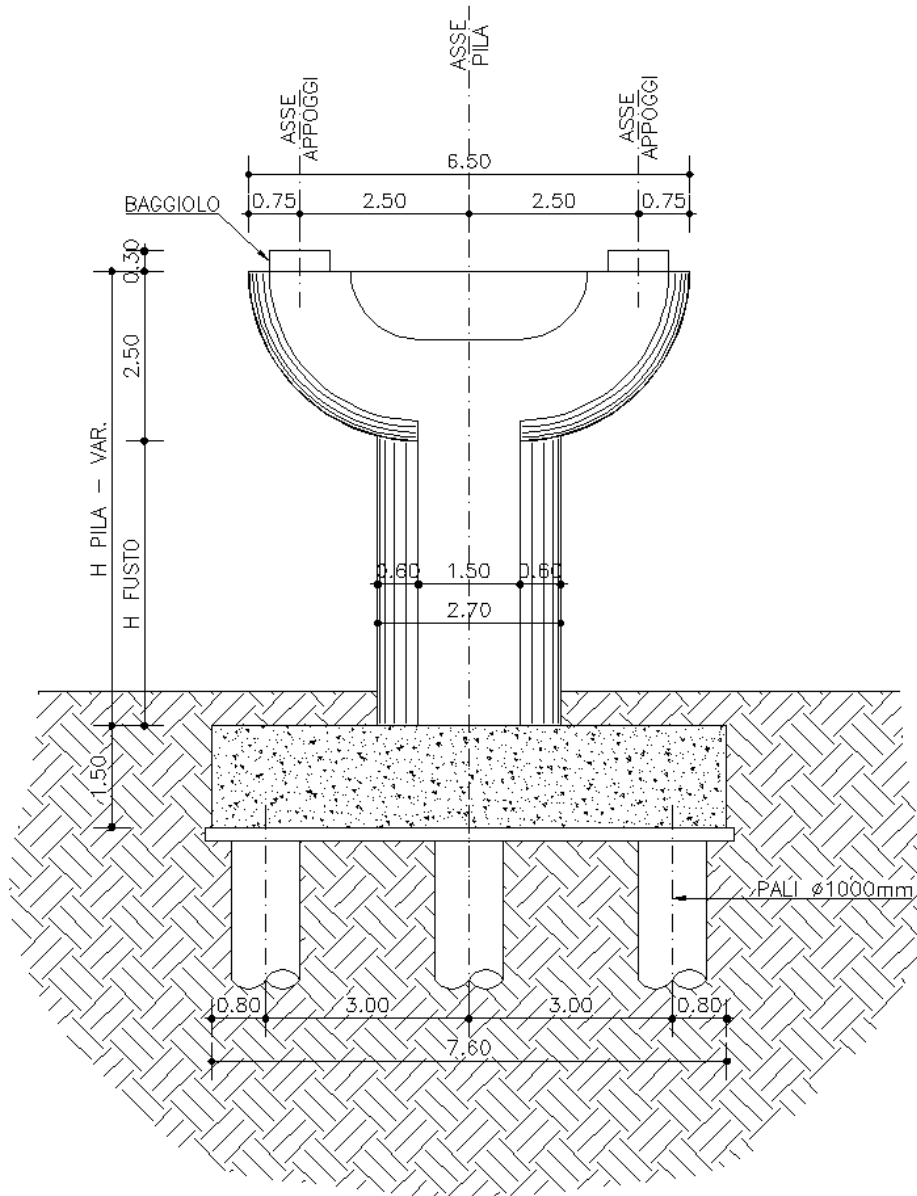


Figura 3 – Impalcato-sezione trasversale tipo

3.2 Sottostrutture

Le sottostrutture sono costituite, come accennato, da 2 spalle e 6 pile per ogni sovrappasso. Le spalle, in c.a., presentano altezza del paramento di altezza 3.00m(S3) e 3.50m (S4) e muri andatori di lunghezza 5.25m(S3) e 4.25m(S4). I muri andatori sono rivestiti esternamente con un pannello prefabbricato rivestito in pietra, il quale funge anche da cassero a perdere. Le pile, in c.a., presentano geometrie arrotondate con fusto di sezione 2.70x1.20m e pulvino largo 6.50m ed alto 2.50m. Le fondazioni sono del tipo profondo, costituito da pali di grande diametro $\phi 1000$ di lunghezza pari a 25.0m, tali da attestarsi all'interno dell'unità geotecnica UG3 costituita da ghiaia in matrice sabbioso-limosa.

*Figura 4 – Pila*

3.3 Isolatori e giunti

Data la forma a “cappio” della struttura, l’adozione di uno schema degli appoggi con dispositivi di tipo fisso, uni-direzionale e multi-direzionale comporta una serie di incertezze relative al reale comportamento della struttura nei confronti delle azioni orizzontali, soprattutto con riferimento alle azioni sismiche. Si è scelto pertanto di isolare la struttura mediante isolatori a pendolo scorrevole. Essi sono caratterizzati dalle seguenti proprietà peculiari:

- permettono lo spostamento relativo della struttura rispetto alle fondazioni secondo superfici sferiche;
- il raggio di curvatura della o delle superfici sferiche determina il periodo proprio di vibrazione della struttura;
- il periodo proprio è praticamente indipendente dalla massa della struttura;
- l’attrito della superficie di scorrimento determina lo smorzamento viscoso equivalente;
- al termine dell’evento sismico il dispositivo si ricentra automaticamente grazie alla curvatura delle superfici di scorrimento.

Utilizzando tali dispositivi si ha una distribuzione omogenea delle dilatazioni termiche sulla struttura, senza l’insorgere di forze parassite di elevata entità ed una fortissima riduzione delle azioni di natura sismica trasferite alle sottostrutture. Sono stati disposti due isolatori a doppia superficie di scorrimento da $\pm 250\text{mm}$ ed a basso attrito in corrispondenza di ogni struttura di supporto (pila o spalla) per un totale di 16 isolatori per sovrappasso. Fuori calcolo, come ulteriore elemento di sicurezza, sono stati disposti sulle spalle, degli elementi di ritegno in c.a. con cuscinetto elasomerico, in posizione di fine corsa dell’isolatore.

I giunti elastomerici di dilatazione posti in corrispondenza delle spalle consentiranno sia escursioni in direzione longitudinale ($\pm 200\text{mm}$), che trasversale ($\pm 250\text{mm}$).

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

4.1 Calcestruzzi

4.1.1 Conglomerato per sottofondazioni C12/15

(cls magro di livellamento)

Resistenza caratt. cubica a compressione	$R_{ck} = 15$	MPa
Resistenza caratt. cilindrica a compressione	$f_{ck} = 12.45$	MPa

4.1.2 Conglomerato per opere provvisionali e pali di fondazione C28/35

(per travi testa paratia, fondazione di pile provvisorie, pali di fondazione)

Resistenza caratt. cubica a compressione	$R_{ck} = 35$	MPa
Resistenza caratt. cilindrica a compressione	$f_{ck} = 29.05$	MPa
Classe di esposizione ambientale	XC2	
Classe di consistenza Slump	S4	
Rapporto A/C	≤ 0.60	
Dimensione massima inerte	32	mm

4.1.3 Conglomerato per plinti di fondazione C28/35

(zattere e plinti di pile e spalle)

Resistenza caratt. cubica a compressione	$R_{ck} = 35$	MPa
Resistenza caratt. cilindrica a compressione	$f_{ck} = 29.05$	MPa
Classe di esposizione ambientale	XC2	
Classe di consistenza Slump	S4	
Rapporto A/C	≤ 0.60	
Dimensione massima inerte	25	mm

4.1.4 Conglomerato per opere in elevazione C32/40*(per fusti e pulvini delle pile, elevazioni spalle)*

Resistenza caratt. cubica a compressione	$R_{ck} = 40$ MPa
Resistenza caratt. cilindrica a compressione	$f_{ck} = 33.2$ MPa
Classe di esposizione ambientale	XF1+XC4
Classe di consistenza Slump	S4
Rapporto A/C	≤ 0.50
Dimensione massima inerte	22 mm

4.1.5 Conglomerato per baggioli e cordoli C35/45*(per baggioli su pile e spalle e cordoli su impalcato e spalle)*

Resistenza caratt. cubica a compressione	$R_{ck} = 45$ MPa
Resistenza caratt. cilindrica a compressione	$f_{ck} = 37.35$ MPa
Classe di esposizione ambientale	XF4+XC4+XD3
Classe di consistenza Slump	S4
Rapporto A/C	≤ 0.50
Dimensione massima inerte	22 mm

4.1.6 Conglomerato per solette C35/45*(per solette d'impalcato)*

Resistenza caratt. cubica a compressione	$R_{ck} = 45$ MPa
Resistenza caratt. cilindrica a compressione	$f_{ck} = 37.35$ MPa
Classe di esposizione ambientale	XF1+XC3
Classe di consistenza Slump	S4
Rapporto A/C	≤ 0.50
Dimensione massima inerte	22 Mm

4.1.7 Malta per micropali C28/35*(malta per micropali da eseguire come opere provvisionali a protezione degli scavi)*

Resistenza caratt. cubica a compressione	$R_{ck} = 35$ MPa
Resistenza caratt. cilindrica a compressione	$f_{ck} = 29.05$ MPa

4.2 Acciaio d'armatura

4.2.1 Acciaio da c.a. tipo B450C saldabile

(per barre e reti di diametro $6.0 \text{ mm} \leq \varnothing \leq 40.0 \text{ mm}$)

Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_s = 1.15$	
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450$	MPa
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 540$	MPa
Allungamento	$A_{gtk} \geq 7.5 \%$	
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = 391$	MPa

4.3 Acciaio da carpenteria metallica

4.3.1 Acciaio per impalcati S355 J2 (Rif. UNI EN 10025-2)

(per travi principali, profili e piastre)

Modulo elastico (convenzionale)	$E_s = 210000$	MPa
Modulo elasticità trasversale	$G = 80769$	MPa
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.30$	
Tensione di snervamento	$f_{yk} = 355$	MPa per $t \leq 40 \text{ mm}$
	$f_{yk} = 335$	MPa per $t > 40 \text{ mm}$
Tensione di rottura	$f_{tk} = 510$	MPa per $t \leq 40 \text{ mm}$
	$f_{yk} = 470$	MPa per $t > 40 \text{ mm}$

4.3.2 Acciaio per micropali S355 JR (Rif. UNI EN 10025-2)

(per micropali delle opere provvisorie)

Modulo elastico (convenzionale)	$E_s = 210000$	MPa
Modulo elasticità trasversale	$G = 80769$	MPa
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.30$	
Tensione di snervamento	$f_{yk} = 355$	MPa per $t \leq 40 \text{ mm}$
Tensione di rottura	$f_{tk} = 510$	MPa per $t \leq 40 \text{ mm}$

4.3.3 Bulloni di classe 10.9 e dadi classe 10

Tensione di rottura (UNI 3740)	$f_{tb} = 1000$	MPa
Tensione di snervamento (UNI 3740)	$f_{yb} = 900$	MPa

4.3.4 Collegamenti in unioni saldate

Le saldature di elementi in acciaio devono essere effettuate con uno dei procedimenti all'arco elettrico codificati secondo la norma UNI EN ISO 4063/2001. Tutti i procedimenti di saldatura, (manuali, semiautomatici, automatici o robotizzati) dovranno essere qualificati secondo la norma UNI EN ISO 15614-1/2005. Nell'esecuzione delle saldature dovranno inoltre essere rispettate le norme UNI EN 1011/2005 parti 1 e 2 per gli acciai ferritici e della parte 3 per gli acciai inossidabili. La preparazione dei lembi dovrà essere eseguita secondo la norma UNI EN ISO 9692-1/2005.

4.4 Trattamenti protettivi

4.4.1 Verniciatura carpenteria metallica

Per l'acciaio da carpenteria metallica si prevede trattamento di verniciatura secondo uno dei cicli indicati nel prospetto A.4 della UNI 12944-5, per classe di corrosività "C4" e "Alta Durabilità" con strato di finitura in smalto effetto acciaio corten.

4.4.2 Trattamento velette

Per le velette in acciaio, oltre alla verniciatura di cui al punto precedente è prevista anche la zincatura a caldo.

4.4.3 Trattamento calcestruzzi

Per le superfici delle elevazioni in cls si prevede trattamento con vernice protettiva traspirante tipo Mapei Elastocolor o equivalente.

4.5 Misto cementato

(misto cementato per la realizzazione delle zone di transizione a tergo delle spalle)

Misto cementato costituito da

- inerte calcareo di frantoio, rispondente alle norme CNR BU N.29 con fuso di tipo A1 e cemento in ragione del 3% e 4% in massa dell'inerte secco;

- acqua di impasto in ragione del 6% circa della massa secca dell'inerte.

La resistenza a compressione con provini cilindrici, compattati a 7 giorni di stagionatura, deve essere compresa tra 30 e 70 daN/cm².

La resistenza a trazione, determinata con il metodo brasiliano, non deve essere inferiore a 2 daN/cm² su provini cilindrici stagionati a 7 giorni.

Il misto cementato dovrà essere costipato alla densità non inferiore al 95% di quella ottenuta in laboratorio, con le modalità previste al punto 2 delle norme CNR BU N.29.

5. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Si descrive di seguito il modello agli elementi finiti utilizzati per valutare il campo delle sollecitazioni ed il campo delle deformazioni delle strutture assoggettate ai carichi di progetto. I modelli sono stati realizzati con il Programma “MIDAS GEN 2011 (v2.1)”, prodotto da Midas Information Technology Co., Ltd. I risultati ottenuti sono stati validati con verifiche manuali e confronti con risultati ottenuti su modelli semplificati.

I tabulati di calcolo relativi alla modellazione completa e ai risultati delle analisi, dato l’elevato numero di pagine, vengono forniti su supporto informatico.

E’ stato realizzato un modello di calcolo globale comprensivo di impalcato e sottostrutture. Il modello relativo al solo impalcato è oggetto di altra Relazione.

5.1 Descrizione del modello di calcolo globale

Le pile sono state modellate mediante elementi monodimensionale tipo *beam* a sezione rettangolare con lato corto a semicirconferenza e con il pulvino modellato con elementi di apposita sezione di dimensioni crescenti verso l’alto. Anche l’impalcato è modellato con elementi monodimensionale di tipo *beam* a cui sono state attribuite le caratteristiche geometriche ed inerziali della sezione trasversale mista acciaio-clc. Le spalle, come anche i plinti delle pile, sono state modellate con elementi bidimensionali tipo *shell*. Nelle zone di nodo sono stati inseriti elementi caratterizzati da rigidità praticamente infinita e peso nullo.

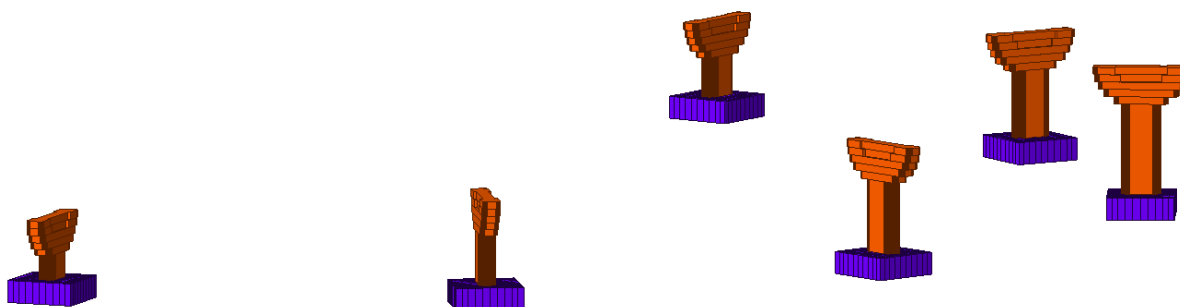


Figura 5 – Vista 3D pile

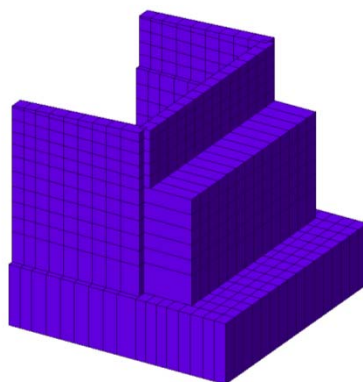


Figura 6 – Vista 3D spalla

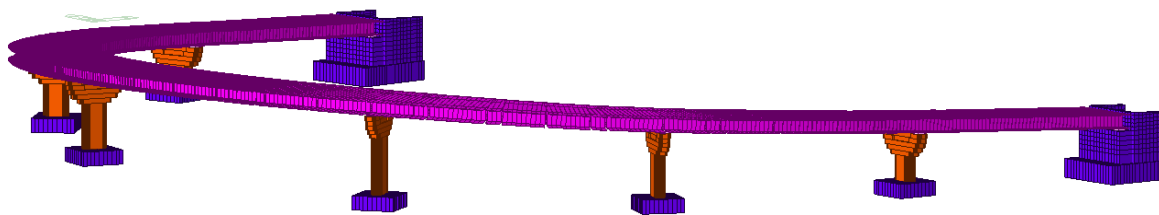


Figura 7 – Vista assometrica del modello di calcolo globale

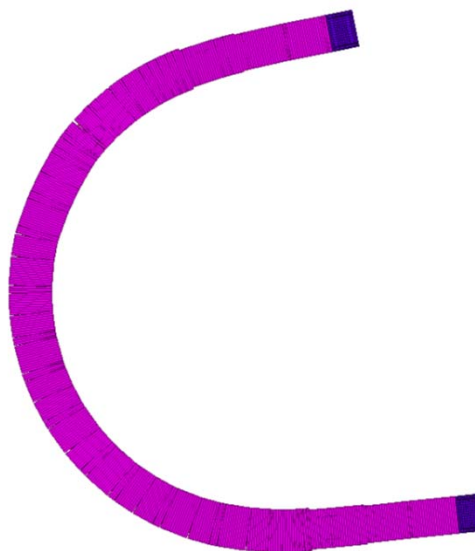


Figura 8 – Vista in pianta del modello di calcolo globale

Per modellare il sistema dei vincoli esterni sono stati inseriti degli elementi rigidi che collegano il baricentro degli elementi *shell* delle fondazioni a dei nodi, posti in corrispondenza delle teste dei pali, vincolati alla traslazione nelle tre direzioni.

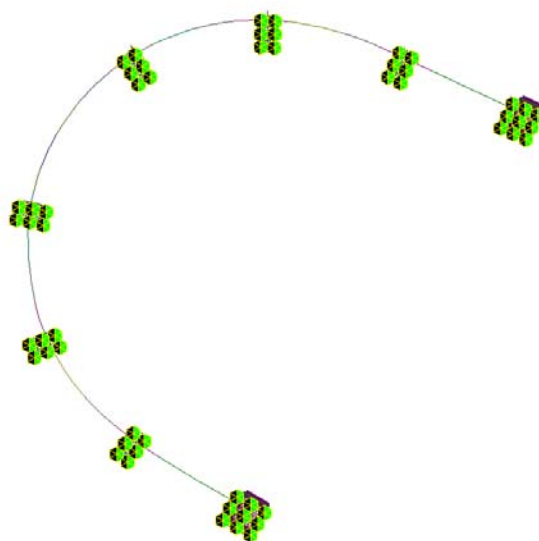


Figura 9 – Vista dal basso del modello unifilare e dei vincoli alla base

Per il collegamento dell'impalcato alle sottostrutture, sono stati inseriti degli elementi rigidi, che collegano il baricentro dell'impalcato ai due nodi posti in corrispondenza degli intradossi delle travi principali. Anche in testa alle pile sono stati inseriti due elementi rigidi che collegano l'estradosso del pulvino (in asse) ai due nodi posti in corrispondenza dell'intradosso dei baggioli. Questi ultimi sono stati modellati con elementi beam verticali. I nodi di sommità di questi ed i nodi posti al lembo inferiore delle piattabande delle travi di impalcato sono stati collegati mediante *General links*, i quali simulano esattamente il comportamento del dispositivo di isolamento a doppio pendolo scorrevole.

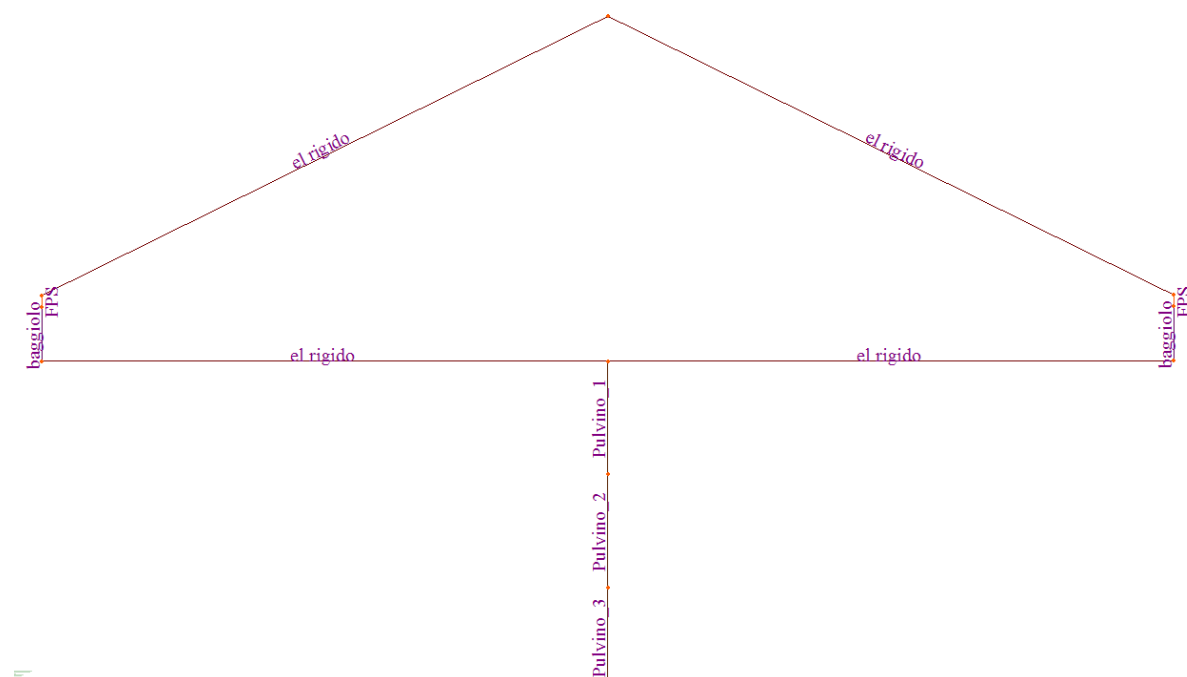


Figura 10 – Vista unilaterale collegamento pila-impalcato

Attraverso il comando *Change General Link Property*, sono stati considerati due diversi comportamenti per ciascun *General Link*. Infatti per quanto riguarda il comportamento in condizioni sismiche va considerato il comportamento del dispositivo, sia con riferimento alla rigidità orizzontale dovuta al carico ed alla curvatura della superficie, sia con riferimento alla capacità dissipativa offerta dall'attrito. Per quanto riguarda le azioni orizzontali di natura non sismica, invece, come prescritto dalla normativa UNI EN 15129, il contributo offerto dall'attrito va trascurato, a vantaggio di sicurezza nel calcolo dello spostamento massimo che il dispositivo può subire.

6. AZIONI DI PROGETTO

I valori delle azioni di seguito assunti, sono stati considerati come valori caratteristici nelle verifiche agli stati limite. Si riportano di seguito le analisi dei carichi unitari applicati alle membrature costituenti la struttura.

Le azioni di progetto, in accordo con quanto prescritto dal D.M. 18.01.2008, vengono di seguito elencate:

6.1 *Peso proprio elementi strutturali*

Calcestruzzo ordinario armato	25.00 kN/m ³ in generale
	26.00 kN/m ³ per le solette
Acciaio da carpenteria metallica	78.50 kN/m ³

Nel dettaglio, i carichi per peso proprio sono automaticamente determinati dal programma di analisi strutturale in funzione delle geometrie degli elementi e del peso specifico del materiale ad essi associato.

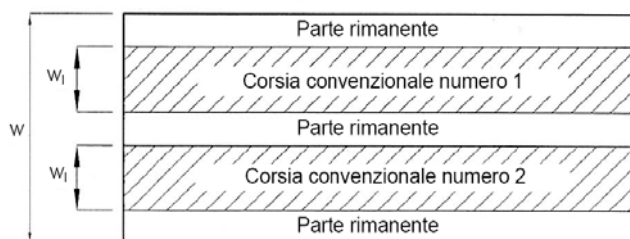
6.2 *Peso proprio elementi non strutturali*

I carichi permanenti portati sono dovuti al peso della pavimentazione, dei cordoli e delle barriere di protezione.

Pavimentazione	3.00 kN/m ²
Cordoli (sp. 0.15m)	3.75 kN/m ²
Barriera + rete di protezione + veletta + condotte	1.80 kN/m.

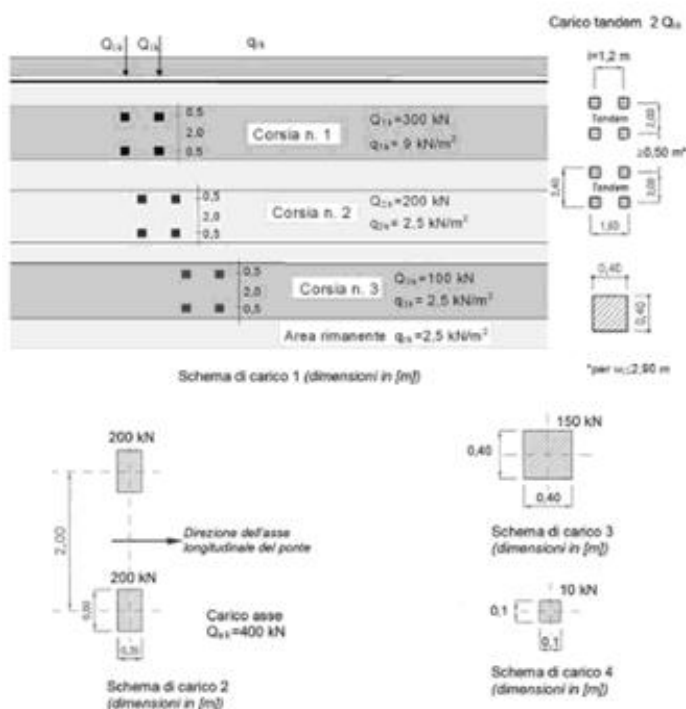
6.3 Azioni variabili da traffico

Ai fini della determinazione degli effetti prodotti dalle azioni variabili da traffico, l'asse viario di 1^a Categoria è stato suddiviso in 2 corsie convenzionali di larghezza pari a 3 m, e un'area rimanente.



Schema corsie convenzionali

La posizione e la numerazione delle corsie è stata determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. I carichi da considerare per ponti di 1^a Categoria sono quelli indicati dalla normativa vigente e schematizzati nel modo seguente:



Schemi di azioni variabili da traffico

Tramite la generazione automatica prevista dal codice di calcolo, è possibile definire:

- trasversalmente all'impalcato le corsie in qualsiasi posizione sulla carreggiata;
- i relativi carichi veicolari (tandem + distribuiti) secondo NTC08, viaggianti longitudinalmente lungo le corsie stesse, al fine di ottenere le relative linee di influenza e le massime azioni necessarie al dimensionamento.

Sono stati applicati i carichi definiti dallo Schema di carico 1 così come indicato al par. 5.1.3.3.3 del D.M. 14/01/2008:

Gli schemi adottati per le verifiche globali sono i seguenti:

Corsia	Carico asse Q_{ik} [kN]	Numero assi	Carico distribuito q_{ik} [kN/m ²]
1	300	2	9.00
2	200	2	2.50
Area rimanente	-	-	2.50

Tabella 1. Schema di carico 1

Più in dettaglio, per lo schema di carico 1 sono state definite due condizioni di carico:

Moving load case 1 [C1-C2] in cui le corsie sono individuate a partire dal cordolo lato esterno curva;

Moving load case 2 [C3-C4] in cui le corsie sono individuate a partire dal cordolo lato interno curva.

Nelle immagini che seguono si mostra la definizione delle corsie convenzionali nelle due differenti condizioni di carico.

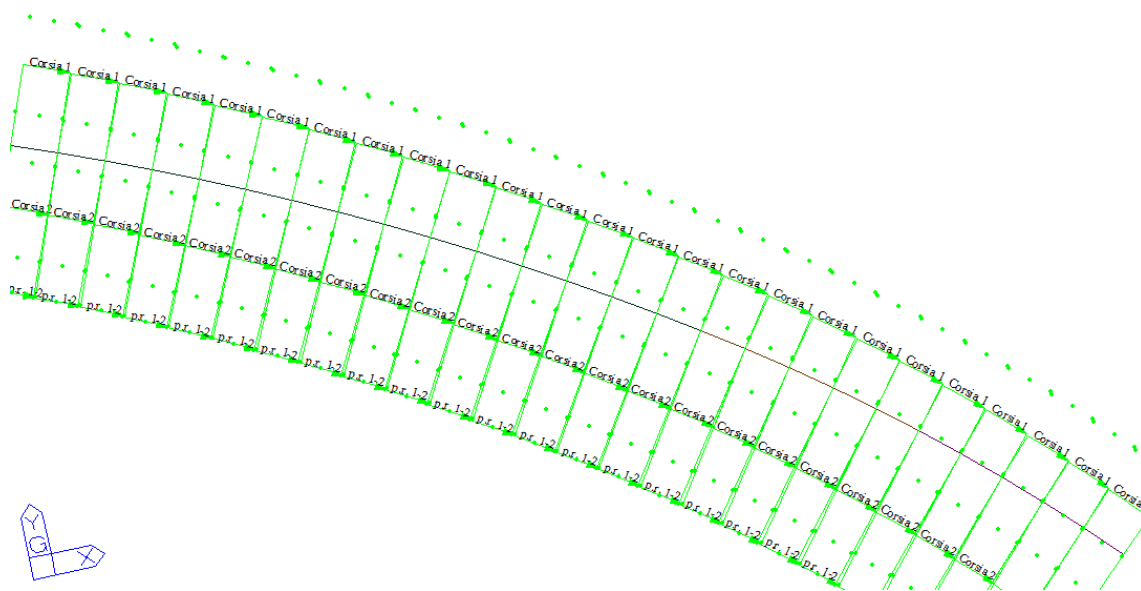


Figura 11 – Moving load case 1 [C1-C2]

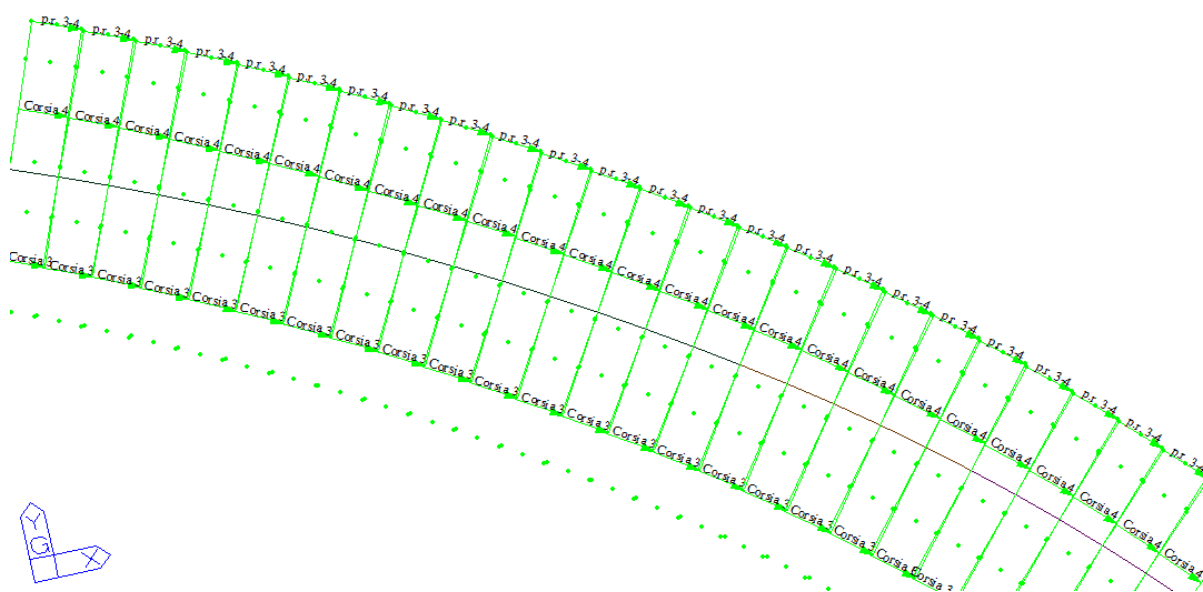


Figura 12 – Moving load case 2 [C3-C4]

A titolo di esempio si riportano inoltre le immagini relative ai posizionamenti dei carichi da traffico che massimizzano alcune caratteristiche della sollecitazione in alcuni punti significativi dell'impalcato.

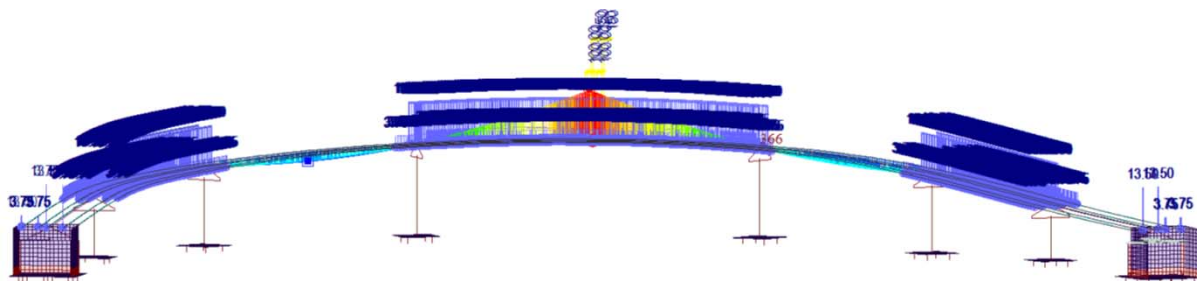


Figura 13 – Massimazione del momento flettente in campata pile P9-P10

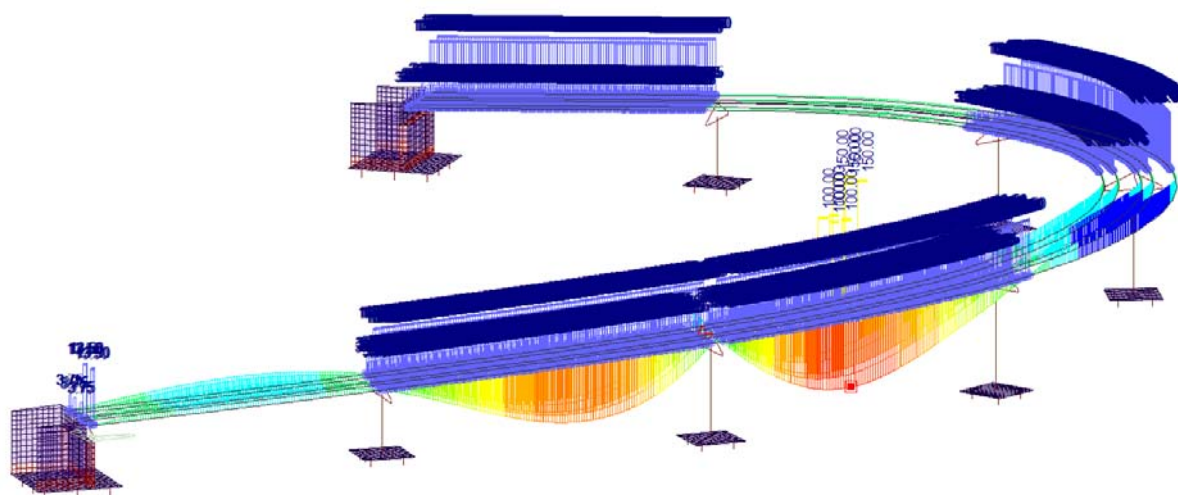


Figura 14 – Massimazione del momento flettente negativo sull'appoggio pila P8

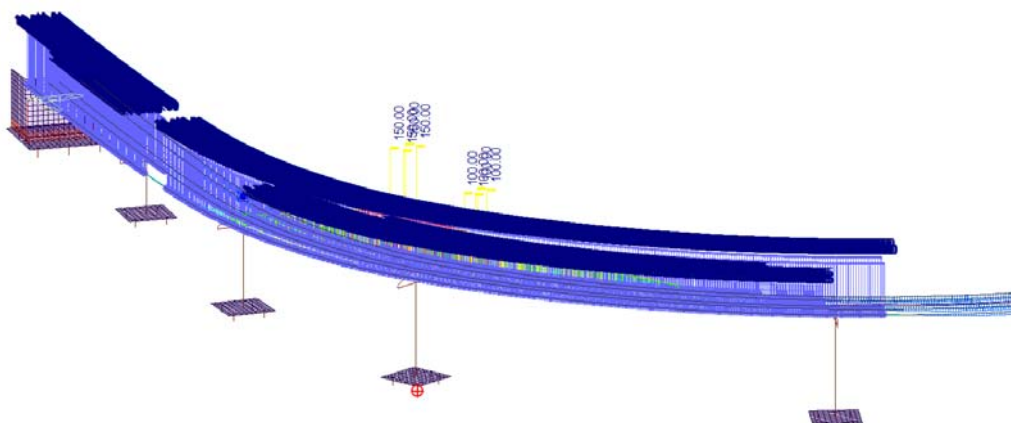


Figura 15 – Massimazione dello sforzo normale massimo su un palo della pila P9

Per l'analisi del muro paraghiaia, è stato considerato, in accordo al par. C.5.1.3.3.7.1 dalla Circ. 617/2009, lo schema di carico 1 con carico tandem distribuito su una superficie 3.00x2.20m, con diffusione del carico di 30° all'interno del rilevato. Per l'analisi globale della spalla, invece, è stato considerato un sovraccarico di 20 kPa, distribuito su un semispazio indefinito. Questa seconda configurazione, infatti risulta più gravosa per gli effetti globali, in quanto non risente del beneficio della diffusione.

6.4 Azioni longitudinale di frenamento o di accelerazione (q_3)

Per i ponti di 1^a categoria, la forza di frenamento o di accelerazione è pari a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6 (2Q_{1k}) + 0.10 q_{1k} w_1 L \leq 900 \text{ kN}$$

dove:

- $Q_{1k} = 300 \text{ kN}$ è il carico per asse sulla corsia convenzionale 1;
- $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$ è il carico distribuito sulla corsia convenzionale 1;
- $w_1 = 3 \text{ m}$ è la larghezza della corsia convenzionale 1;
- L è la lunghezza della zona caricata, pari a 217.0 m

Pertanto risulta:

$$F = 900 \text{ kN};$$

$$f = 900/217 = 4.15 \text{ kN/m}.$$

Questa forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia convenzionale, è stata assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata.

Per la verifica della spalle e del muro paraghiaia è stata considerata un'azione orizzontale in testa a questo pari al 60% del del carico Q_{1k} .

6.5 Azione centrifuga q_4

Nei tratti in cui le rampe si presentano ad asse curvo è stato considerato l'effetto dell'azione centrifuga. Essendo il raggio di curvatura $R < 200 \text{ m}$, l'azione centrifuga si valuta convenzionalmente come:

$$Q_4 = 0.2 Q_v \text{ [kN]}$$

in cui $Q_v = \sum_i 2 Q_{ik}$ è il carico totale dovuto agli assi tandem dello schema di carico 1 agenti sul ponte.

Pertanto:

$$Q_4 = 200 \text{ kN}.$$

6.6 Azione del vento q_5

Le pressioni e le depressioni dovute all'azione del vento sono state calcolate nel rispetto delle indicazioni fornite dalle NTC 2008 di cui al D.M. 14.01.2008.

L'azione del vento viene convenzionalmente considerata mediante forze statiche agenti in direzione orizzontale.

I dati relativi all'opera in esame sono i seguenti:

ZONA: 1

$a_s = 415.00 \text{ m}$

$T_R = 200 \text{ anni}$

Classe di rugosità del terreno: C

Categoria di esposizione del sito: III

La pressione normale alle superfici investite dal vento è data dall'espressione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

in cui

q_b è la *pressione cinetica di riferimento*

$$q_b = \rho \cdot v_b^2 / 2$$

dove:

ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1.25 kg/m^3 ;

v_b è la velocità di riferimento del vento (che rappresenta il valore caratteristico a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II, mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni).

Nel caso in esame, per zona 1 (Piemonte), $a_s = 415 \text{ m}$ e $T_R = 200 \text{ anni}$, si ha:

$$v_{b0} = 25 \text{ m/s};$$

$$v_b(T_R) = \alpha_R(T_R) \cdot v_{ref} = 1.076 * 25 = 26.91 \text{ m/s}.$$

La pressione cinetica di riferimento q_b vale quindi:

$$q_b = 1.25 * (26.91)^2 / 2 = 452.45 \text{ N/m}^2;$$

c_e è il *coefficiente di esposizione*

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

Nel caso in esame, essendo in zona 1, classe di rugosità del terreno C e quindi categoria di esposizione del sito III, si ha:

$$k_r = 0.20 ; z_0 = 0.10 \text{ m} ; z_{min} = 5 \text{ m}$$

avendo assunto $c_t = 1$.

c_d è il *coefficiente dinamico*

In assenza di considerazioni di dettaglio inerenti i fenomeni di natura aeroelastica e di distacco dei vortici si assume cautelativamente un valore $c_d = 1$.

La pressione del vento, a meno del coefficiente c_p , al variare della quota z vale:

z m	C_e (eq. 3.3.5)	p kN/m ²
0.00	1.71	0.773
2.50	1.71	0.773
5.00	1.71	0.773
5.50	1.76	0.798
6.00	1.82	0.822
6.50	1.87	0.844
7.00	1.91	0.865
7.50	1.95	0.884
8.00	2.00	0.903
8.50	2.03	0.920
9.00	2.07	0.937
9.50	2.10	0.952
10.00	2.14	0.967

La quota z di riferimento viene assunta pari a circa 8.0 m.

L'azione del vento viene calcolata tenendo conto dell'effetto su travi multiple (*punto C3.3.10.4.2 - Circolare 02.02.2009 n. 617*). Avendo due travi disposte parallelamente ad una distanza non maggiore di 5 volte l'altezza, il valore della pressione del vento sulla trave successiva è pari a quello sulla trave precedente moltiplicato per un fattore di riduzione μ . Tale fattore dipende dal coefficiente $\varphi = S/S_p$ (pari a 1 nel caso in esame di travi piene) e dal rapporto tra la distanza d tra le travi e la loro altezza h .

Vento a ponte scarico

L'azione del vento viene considerata agente su un'altezza comprensiva della trave, della soletta e della barriera.

Per la prima trave, il coefficiente $c_{p,1}$ risulta pari a 1.4

Per la trave successiva, si assume invece $c_{p,2}$ pari a $\mu \cdot 1.4$, con $\mu = 0.3$ (avendo proceduto all'interpolazione lineare per $2 < d/h < 5$).

Il carico a metro lineare vale:

$$q_{5, ps} = p \times (h_{ps,1} \times c_{p,1} + h_{ps,2} \times c_{p,2}) = 0.9 \times (3.07 \times 1.4 + 2.28 \times 0.3 \times 1.4) = 4.74 \text{ kN/m}$$

Vento a ponte carico

L'azione del vento viene considerata agente su un'altezza comprensiva della trave, della soletta e del mezzo convenzionale.

Per la prima trave, il coefficiente $c_{p,1}$ risulta pari a 1.4

Per la trave successiva, si assume invece $c_{p,2}$ pari a $\mu \cdot 1.4$, con $\mu = 0.2$

Il carico a metro lineare vale:

$$q_{5, pc} = p \times (h_{pc,1} \times c_{p,1} + h_{pc,2} \times c_{p,2}) = 0.9 \times (4.86 \times 1.4 + 2.28 \times 0.2 \times 1.4) = 6.70 \text{ kN/m}$$

6.7 Resistenze passive dei vincoli q_7

Si utilizzano dispositivi di isolamento a doppia superficie di scorrimento a basso attrito, caratterizzati da un coefficiente di attrito μ pari a 2.5% riferito allo sforzo di progetto N_{Ed} e crescente al diminuire del carico secondo leggi di variazione fornite dal fornitore degli apparecchi.

6.8 Urto di veicolo in svio q_8

La barriera metallica laterale è di tipo bordo ponte classe H4, a tripla onda con montanti verticali costituiti da profili HEA 100 ad interasse 1.50 m. Considerando il modulo di resistenza plastico del profilo pari a $W_{pl} = 83.01 \text{ cm}^3$ ed una tensione di rottura pari ad $f_t = 430 \text{ MPa}$, si ottiene un momento ultimo sul montante pari a:

$$M_u = 83.01 \times 430 / 1000 = 35.7 \text{ kNm.}$$

Considerando, a vantaggio di sicurezza che l'urto avvenga a 0.60m dalla base del montante, il taglio corrispondente al momento ultimo vale:

$$V = 35.7 / 0.60 = 59.5 \text{ kN.}$$

6.9 Variazioni termiche

Si prende in esame una variazione termica stagionale uniforme di $\pm 25^\circ\text{C}$ rispetto alla temperatura media.

6.10 Spinta del terreno

La spinta del terreno sulle pareti della spalla ha un andamento crescente secondo una legge di tipo lineare dall'alto verso il basso. La pendenza del diagramma delle spinte, che risulta quindi di tipo triangolare, è pari al prodotto $\gamma \cdot K_0$ avendo indicato con γ il peso dell'unità di volume del terreno ($\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$) e con K_0 il coefficiente di spinta a riposo (per un angolo di attrito $\varphi = 35^\circ$ risulta $K_0 = 0.426$).

Inoltre, come già detto, si considera inoltre un sovraccarico stradale di 20 kN/m^2 su semispazio infinito per l'analisi della spalla, mentre per l'analisi del muro paraghiaia si considera lo schema di carico 1 con carico tandem distribuito su una superficie $3.00 \times 2.20 \text{ m}$, con diffusione del carico di 30° all'interno del rilevato, in accordo al par. C.5.1.3.3.7.1 dalla Circ. 617/2009.

In particolare la spinta viene assegnata come *hydrostatic pressure loads* in direzione ortogonale a quella del paramento.

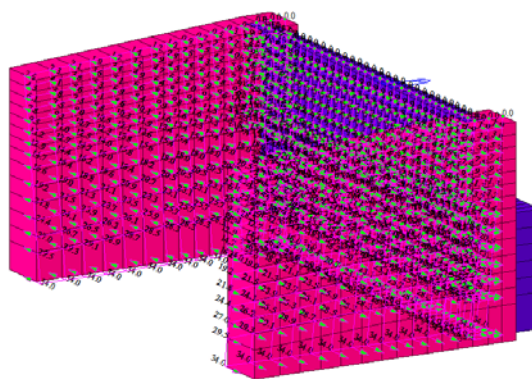


Figura 16 – Spinta statica

6.11 Azioni sismiche

- **Vita nominale e periodo di riferimento**

Per la struttura in oggetto, si assume una vita nominale pari a $V_N = 100$ anni.

Ai fini della valutazione delle azioni sismiche, e con riferimento alle conseguenze di un'improvvisa interruzione di operatività o di un eventuale collasso, la struttura in esame rientra nella *classe d'uso IV* a cui corrisponde un coefficiente d'uso $C_U = 2.0$.

Ne consegue che il periodo di riferimento per l'azione sismica è $V_R = V_N \times C_U = 200$ anni.

Le probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , sono stabilite dalla norma in funzione dei differenti stati limite.

In funzione dei valori del periodo di riferimento V_R e della probabilità di superamento P_{VR} , si definisce il periodo di ritorno T_R mediante la relazione:

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

La struttura in oggetto ricade nel comune di San Didero (TO).

Dalla mappatura di microzonazione sismica si ricavano i valori dei parametri di pericolosità sismica a_g , F_0 e T^*_c relativi a ciascuno stato limite analizzato.

- **Caratterizzazione sismica dei terreni**

Con riferimento al sottosuolo nell'area di progetto, la caratterizzazione ai fini della valutazione della risposta sismica locale è stata effettuata in fase di progettazione mediante indagini geofisiche in grado di stimare la distribuzione delle onde di taglio nei primi 30 m. In particolare, come ampiamente descritto nella Relazione geologico-geotecnica, sono state effettuate indagini di tipo Down-hole e MASW e che hanno permesso di classificare il sottosuolo come di categoria B, ossia *“Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $C_u > 250$ kPa nei terreni a grana fina)”*.

Dato l'andamento clivometrico della zona, essa si classifica come categoria topografica **TI**, caratterizzata da superfici pianeggianti o rilevati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$.

- **Spettri di progetto**

Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{array}{ll}
 0 \leq T < T_B & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\
 T_C \leq T < T_D & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{array}$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare per le componenti orizzontali è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata.

Si riportano nel seguito gli spettri di progetto calcolati.

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLV**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.201 g
F_0	2.525
T_C^*	0.279 s
S_s	1.197
C_D	1.420
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.197
η	1.000
T_B	0.132 s
T_C	0.396 s
T_D	2.404 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_D \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_\xi(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_\xi(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_\xi(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_\xi(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_\xi(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.241
$T_B \leftarrow$	0.132	0.608
$T_C \leftarrow$	0.396	0.608
	0.492	0.490
	0.587	0.410
	0.683	0.352
	0.779	0.309
	0.874	0.275
	0.970	0.248
	1.065	0.226
	1.161	0.207
	1.257	0.192
	1.352	0.178
	1.448	0.166
	1.544	0.156
	1.639	0.147
	1.735	0.139
	1.831	0.131
	1.926	0.125
	2.022	0.119
	2.117	0.114
	2.213	0.109
	2.309	0.104
$T_D \leftarrow$	2.404	0.100
	2.480	0.094
	2.556	0.089
	2.632	0.084
	2.708	0.079
	2.784	0.075
	2.860	0.071
	2.936	0.067
	3.012	0.064
	3.088	0.061
	3.164	0.058
	3.240	0.055
	3.316	0.053
	3.392	0.050
	3.468	0.048
	3.544	0.046
	3.620	0.044
	3.696	0.042
	3.772	0.041
	3.848	0.040
	3.924	0.040
	4.000	0.040

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite: SLV**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
a_{nv}	0.122 g
S_s	1.000
S_T	1.000
q	1.000
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_v	1.529
S	1.000
η	1.000

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$$0 \leq T < T_B \quad S_\xi(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

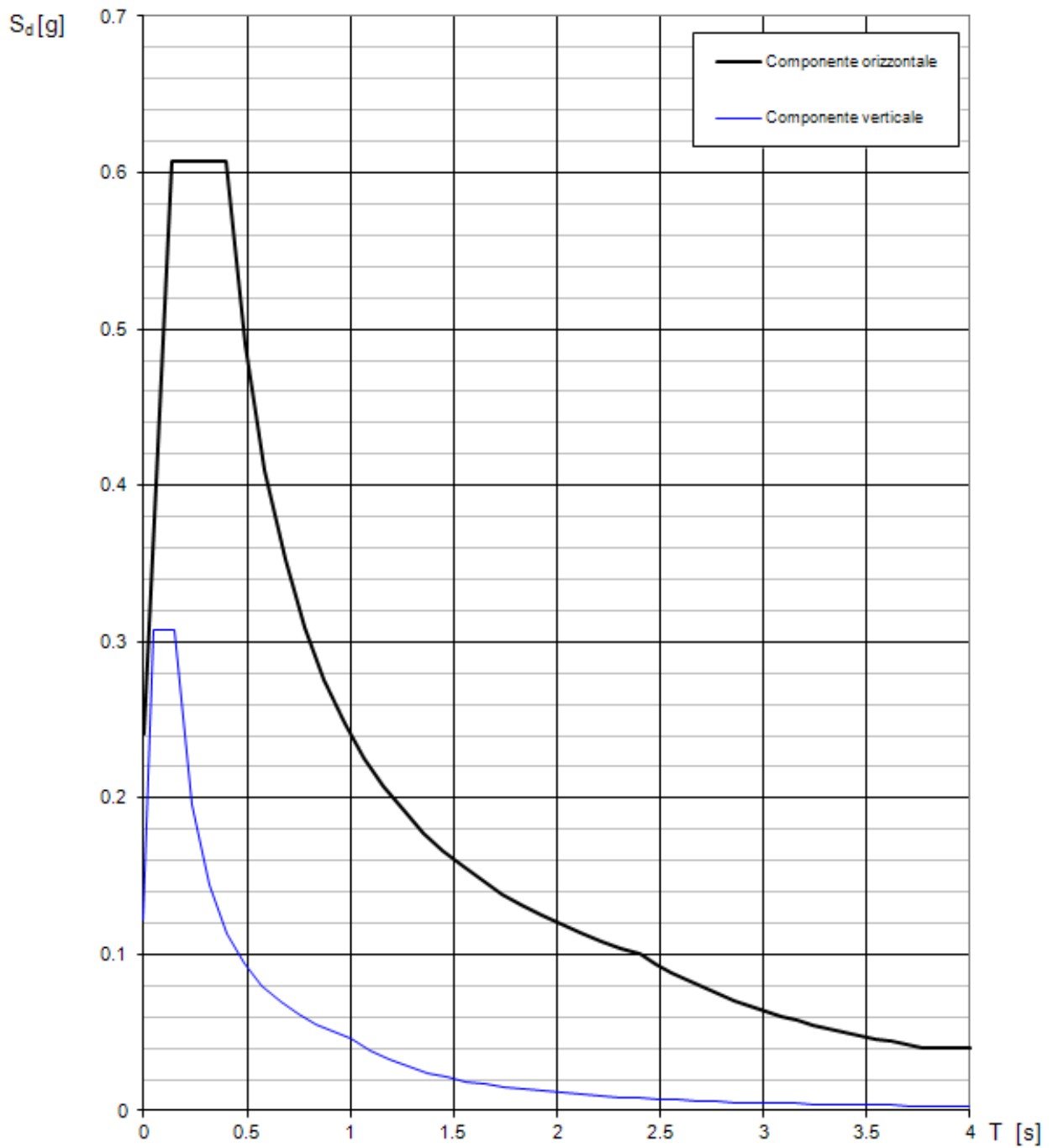
$$T_B \leq T < T_C \quad S_\xi(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_\xi(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_\xi(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.122
$T_B \leftarrow$	0.050	0.307
$T_C \leftarrow$	0.150	0.307
	0.235	0.196
	0.320	0.144
	0.405	0.114
	0.490	0.094
	0.575	0.080
	0.660	0.070
	0.745	0.062
	0.830	0.056
	0.915	0.050
$T_D \leftarrow$	1.000	0.046
	1.094	0.039
	1.188	0.033
	1.281	0.028
	1.375	0.024
	1.469	0.021
	1.563	0.019
	1.656	0.017
	1.750	0.015
	1.844	0.014
	1.938	0.012
	2.031	0.011
	2.125	0.010
	2.219	0.009
	2.313	0.009
	2.406	0.008
	2.500	0.007
	2.594	0.007
	2.688	0.006
	2.781	0.006
	2.875	0.006
	2.969	0.005
	3.063	0.005
	3.156	0.005
	3.250	0.004
	3.344	0.004
	3.438	0.004
	3.531	0.004
	3.625	0.004
	3.719	0.003
	3.813	0.003
	3.906	0.003
	4.000	0.003

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLC

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLC
a_g	0.217 g
F_0	2.541
T_C^*	0.282 s
S_S	1.180
C_C	1.416
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.180
η	1.000
T_B	0.133 s
T_C	0.400 s
T_D	2.467 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.256
$T_B \leftarrow$	0.133	0.650
$T_C \leftarrow$	0.400	0.650
	0.499	0.521
	0.597	0.435
	0.695	0.374
	0.794	0.327
	0.892	0.291
	0.991	0.262
	1.089	0.239
	1.187	0.219
	1.286	0.202
	1.384	0.188
	1.483	0.175
	1.581	0.164
	1.680	0.155
	1.778	0.146
	1.876	0.139
	1.975	0.132
	2.073	0.125
	2.172	0.120
	2.270	0.114
	2.369	0.110
$T_D \leftarrow$	2.467	0.105
	2.540	0.099
	2.613	0.094
	2.686	0.089
	2.759	0.084
	2.832	0.080
	2.905	0.076
	2.978	0.072
	3.051	0.069
	3.124	0.066
	3.197	0.063
	3.270	0.060
	3.343	0.057
	3.416	0.055
	3.489	0.053
	3.562	0.051
	3.635	0.049
	3.708	0.047
	3.781	0.045
	3.854	0.043
	3.927	0.043
	4.000	0.043

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite: SLC**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLC
a_{nv}	0.136 g
S_S	1.000
S_T	1.000
q	1.000
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_v	1.597
S	1.000
η	1.000

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.136
$T_B \leftarrow$	0.050	0.346
$T_C \leftarrow$	0.150	0.346
	0.235	0.221
	0.320	0.162
	0.405	0.128
	0.490	0.106
	0.575	0.090
	0.660	0.079
	0.745	0.070
	0.830	0.063
	0.915	0.057
$T_D \leftarrow$	1.000	0.052
	1.094	0.043
	1.188	0.037
	1.281	0.032
	1.375	0.027
	1.469	0.024
	1.563	0.021
	1.656	0.019
	1.750	0.017
	1.844	0.015
	1.938	0.014
	2.031	0.013
	2.125	0.011
	2.219	0.011
	2.313	0.010
	2.406	0.009
	2.500	0.008
	2.594	0.008
	2.688	0.007
	2.781	0.007
	2.875	0.006
	2.969	0.006
	3.063	0.006
	3.156	0.005
	3.250	0.005
	3.344	0.005
	3.438	0.004
	3.531	0.004
	3.625	0.004
	3.719	0.004
	3.813	0.004
	3.906	0.003
	4.000	0.003

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

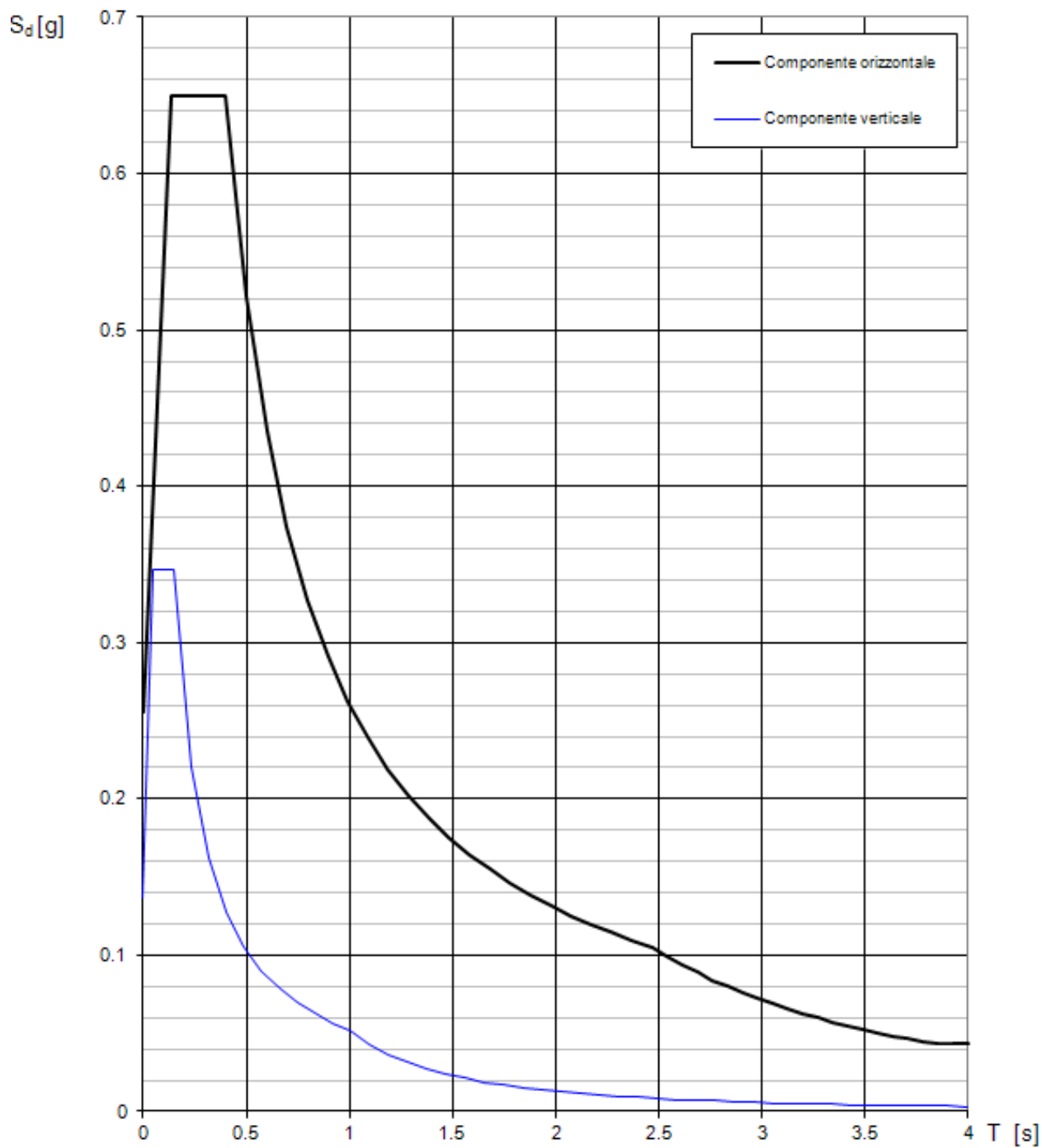
Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$$0 \leq T < T_B \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLC

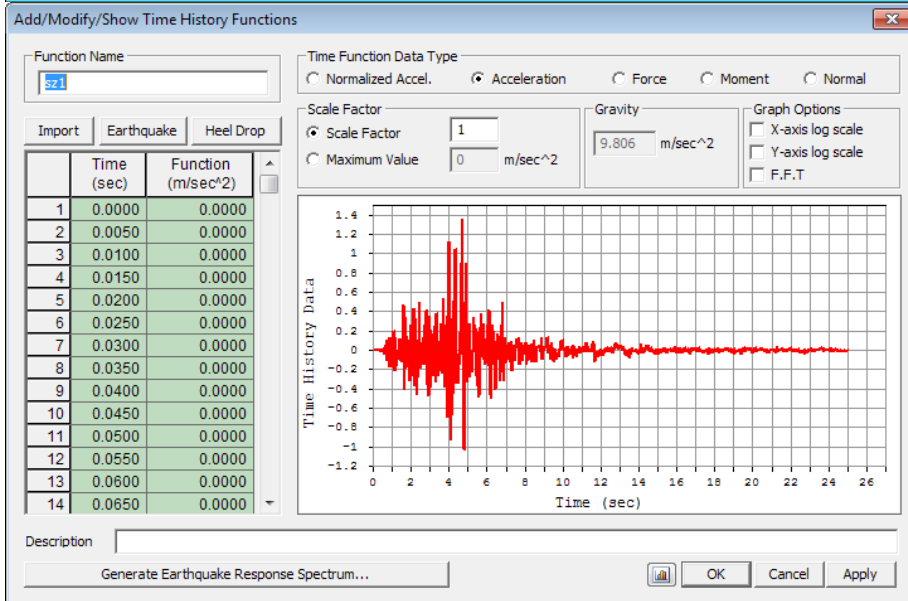
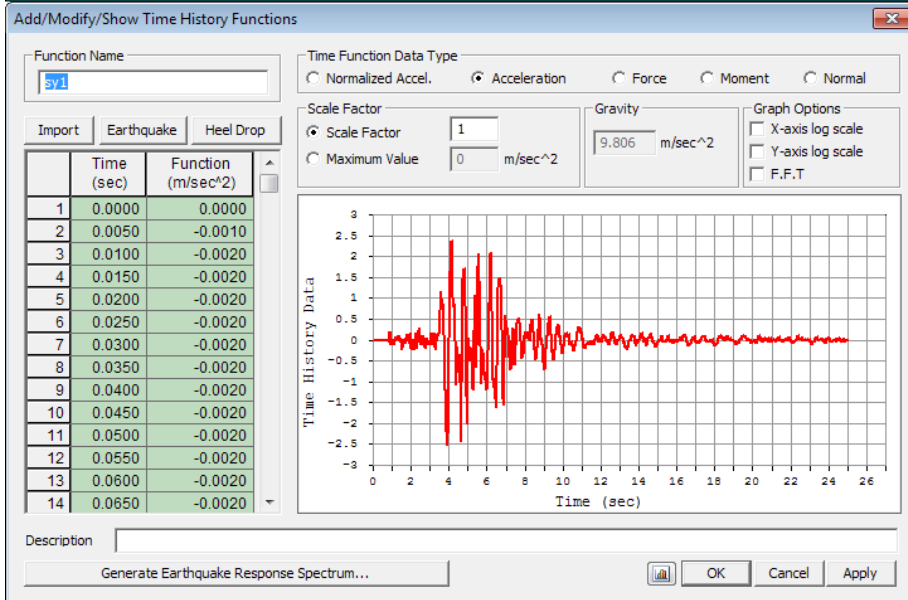
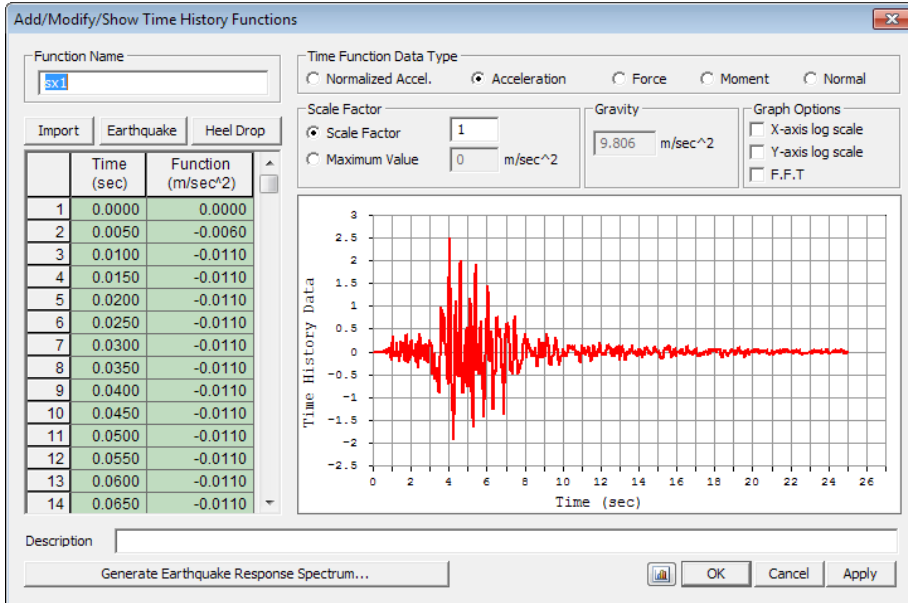
6.11.1 Analisi strutturale

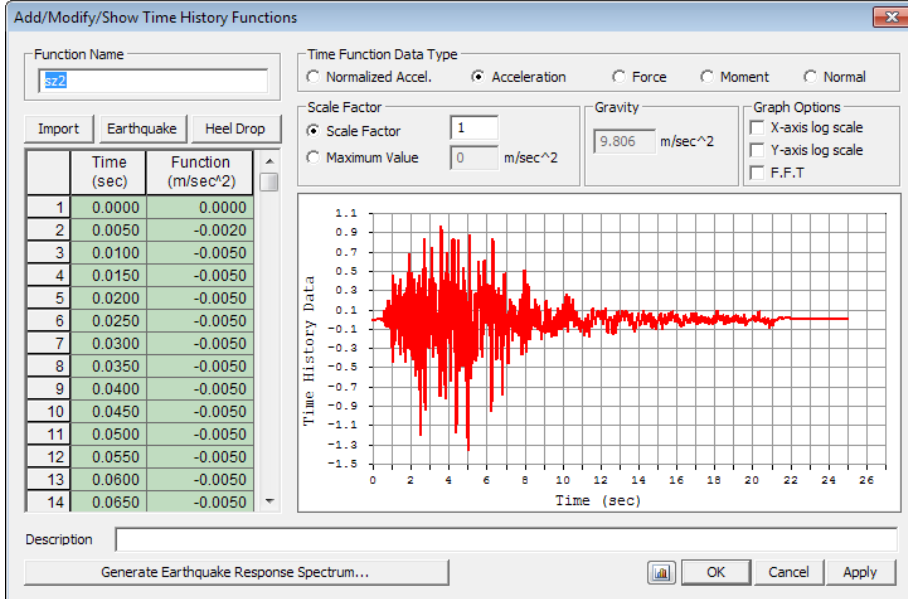
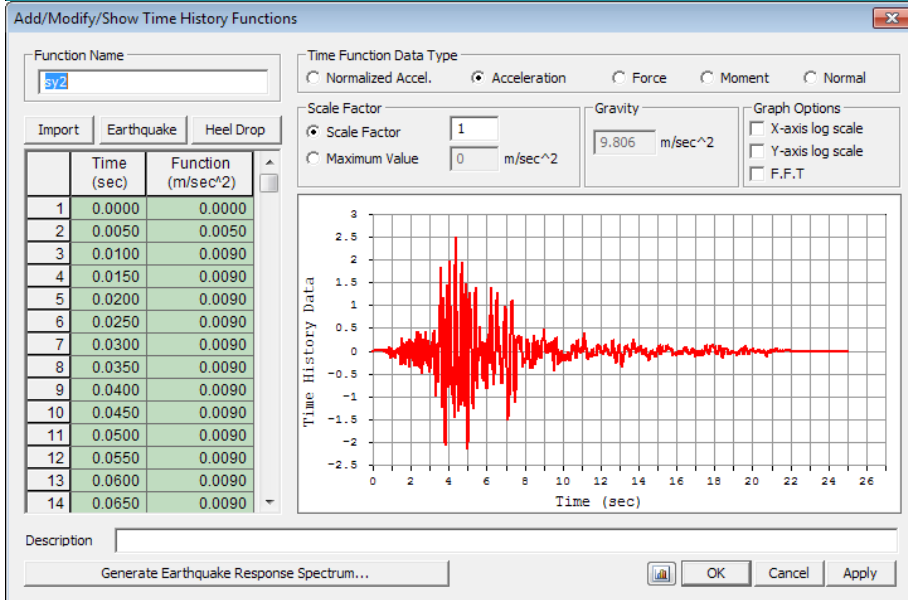
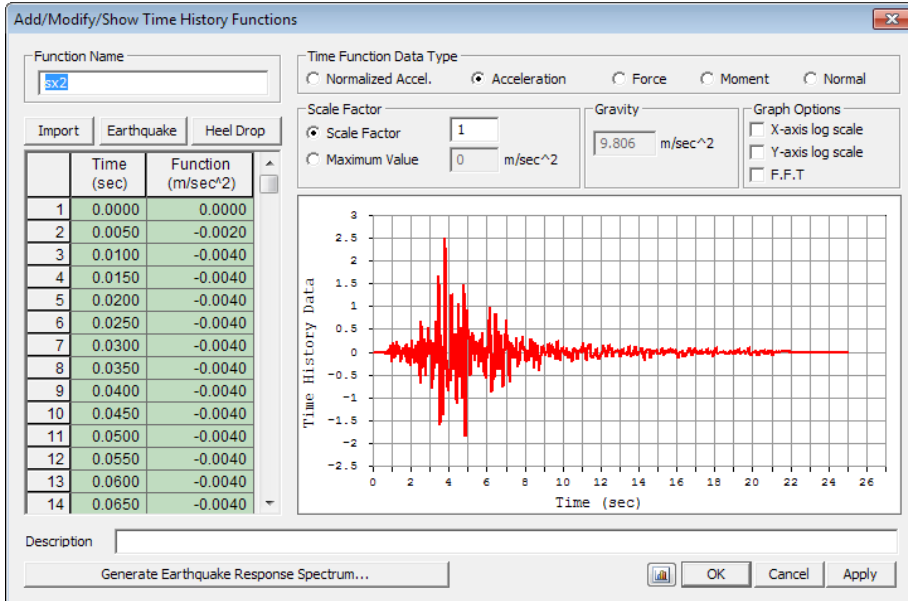
L' impalcato è posto su isolatori, per cui per l'analisi del comportamento strutturale in condizioni sismiche si è svolta un'analisi dinamica non lineare tipo *Time History* utilizzando 7 accelerogrammi spettro-compatibili secondo le modalità indicate ai par. 3.2.3.6 e 7.3.5 del DM 14.01.2008. Sono stati considerati accelerogrammi relativi allo SLC per il dimensionamento degli isolatori ed, a vantaggio di sicurezza, anche per la determinazione della azioni sulle sottostrutture (anzichè lo SLV). Sono stati considerati 7 gruppi di accelerogrammi spettro-compatibili, con riferimento alle tre componenti dell'azione sismica. Come indicato al par 7.3.5 del DM 14.01.2008, gli effetti sulla struttura sono rappresentati dai valori medi degli effetti più sfavorevoli ottenuti dalle analisi. Di seguito si riportano gli accelerogrammi impiegati, ottenuti mediante l'ausilio del software REXEL.

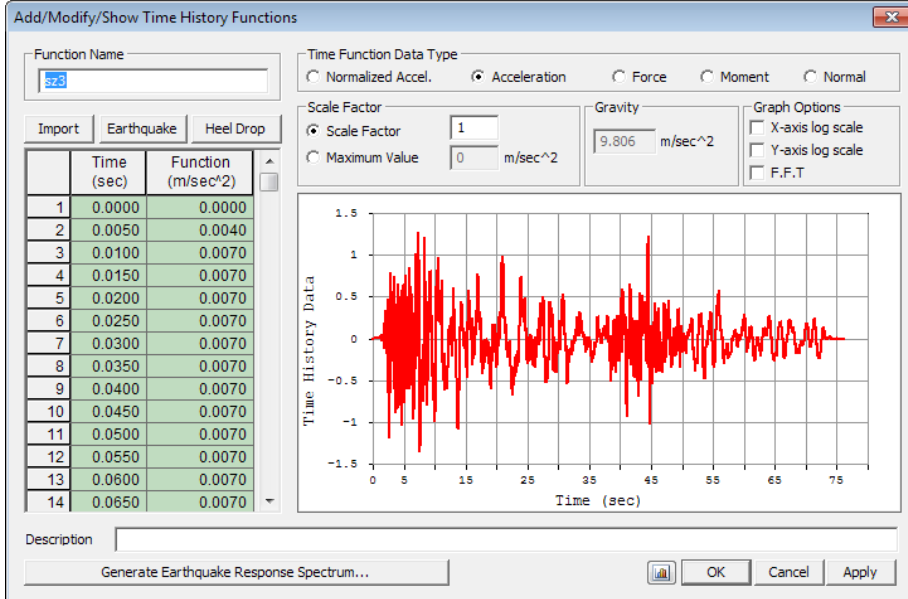
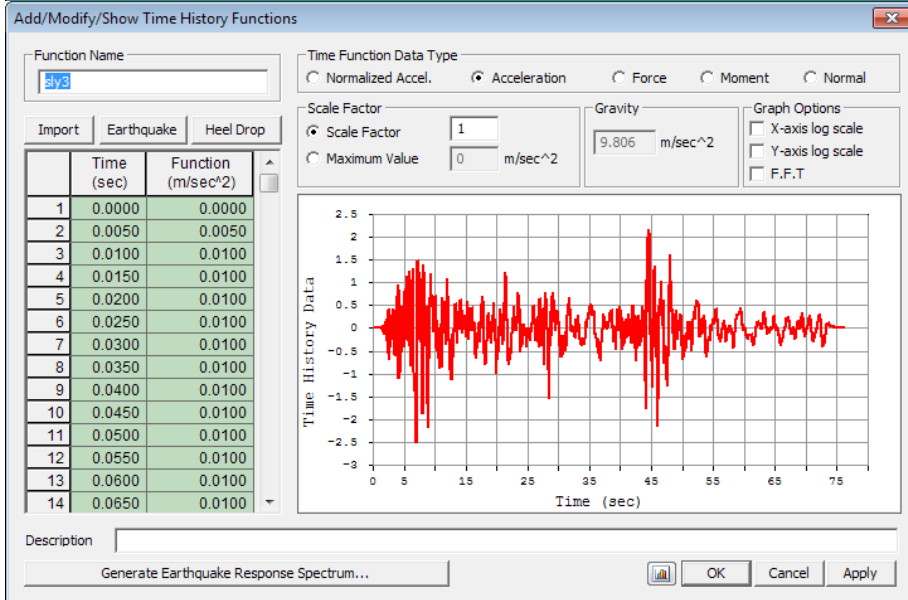
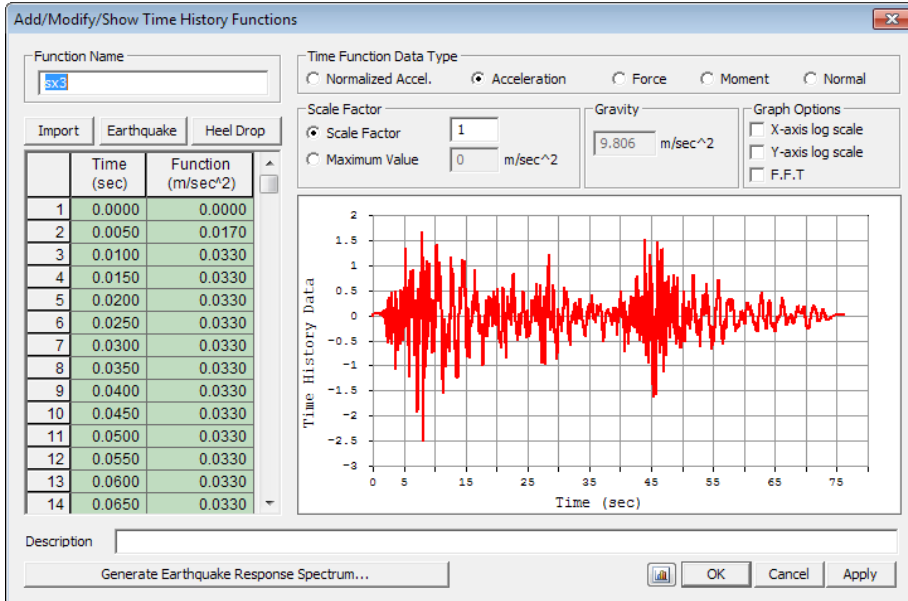
Gli eventi di riferimento sono i seguenti.

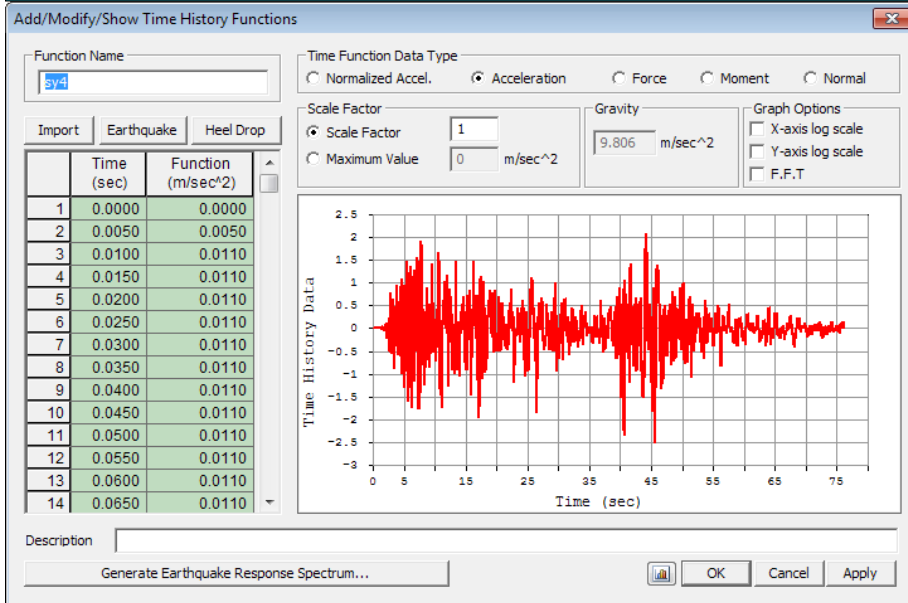
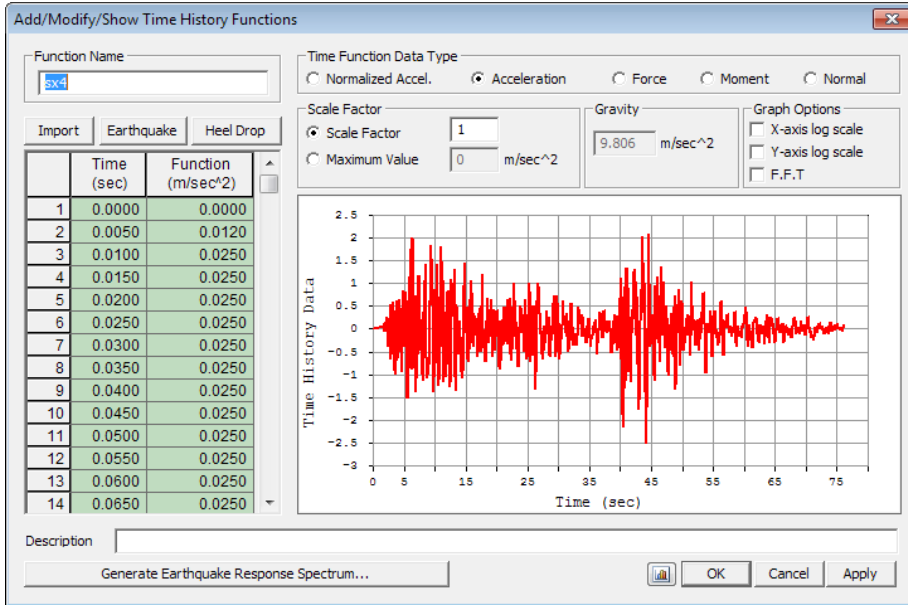
Waveform ID	Earthquake ID	Station ID	Earthquake Name	Date	Mw
650	158	GLD	MOLISE 2ND SHOCK	01/11/2002	5.7
14	4	TLM1	FRIULI EARTHQUAKE 1ST SHOCK	06/05/1976	6.4
390	100	NCR	UMBRIA-MARCHE 2ND SHOCK	26/09/1997	6
89	25	FRC	FRIULI EARTHQUAKE 3RD SHOCK	15/09/1976	5.9
363	99	BVG	UMBRIA-MARCHE 1ST SHOCK	26/09/1997	5.7
171	47	CLT	IRPINIA EARTHQUAKE	23/11/1980	6.9
169	47	BSC	IRPINIA EARTHQUAKE	23/11/1980	6.9
mean:					6.214285714

Seguono gli accelerogrammi considerati.

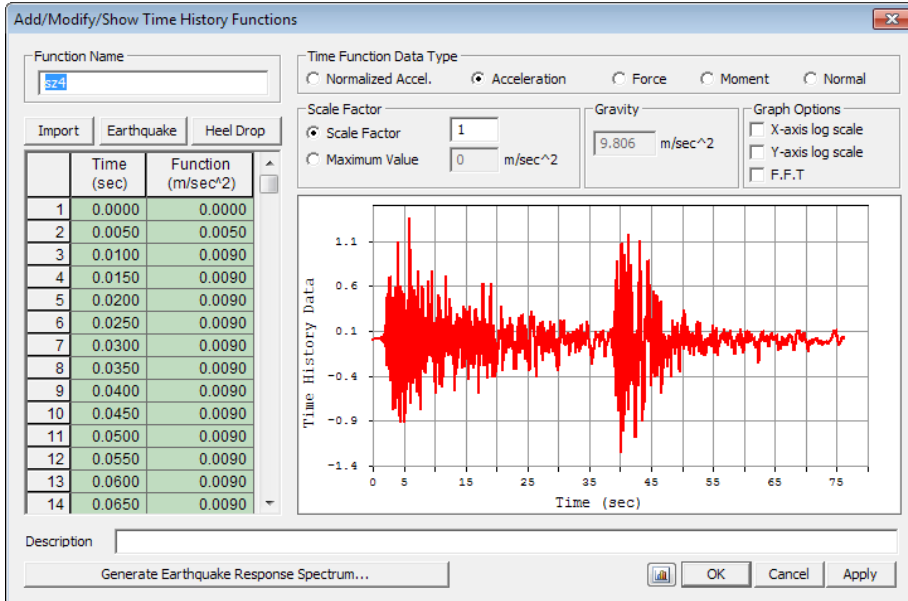


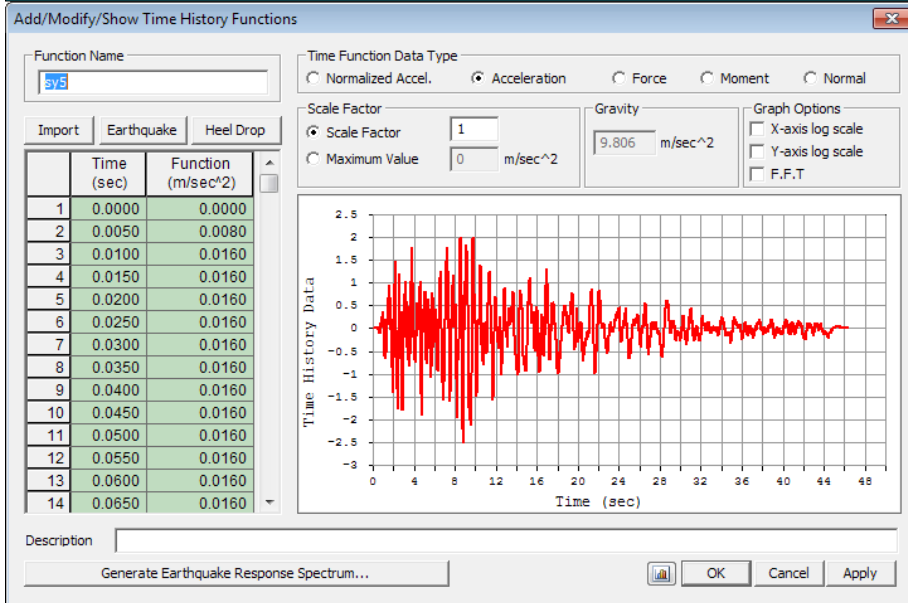
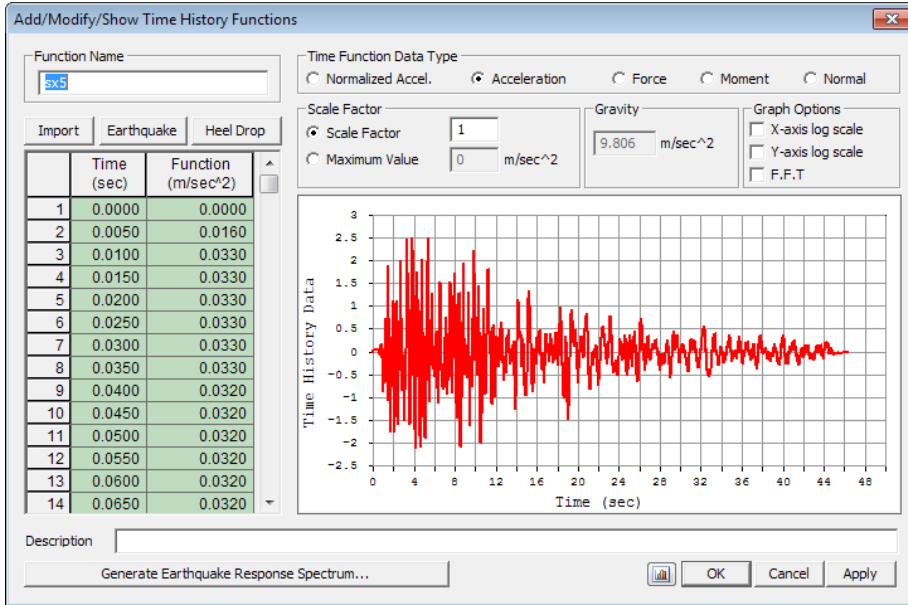




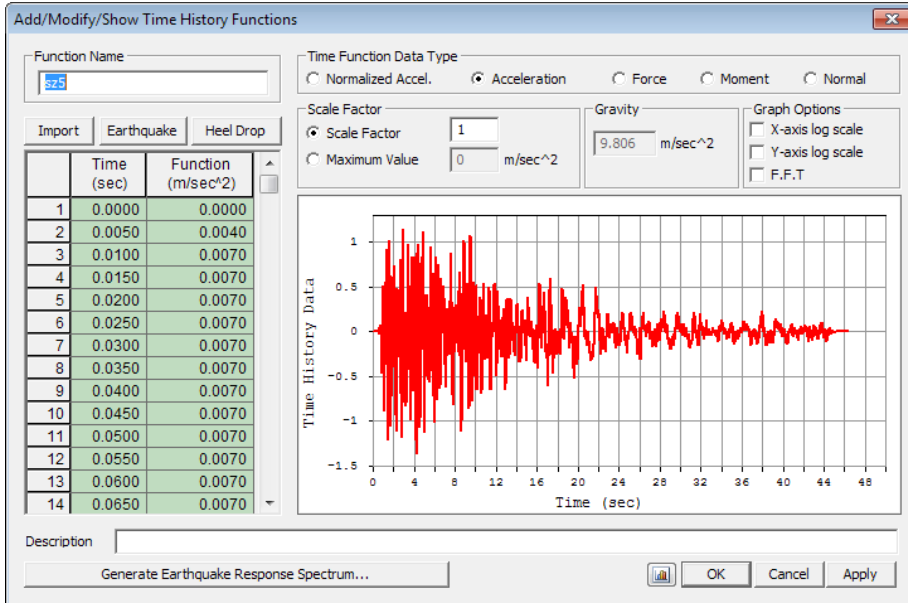


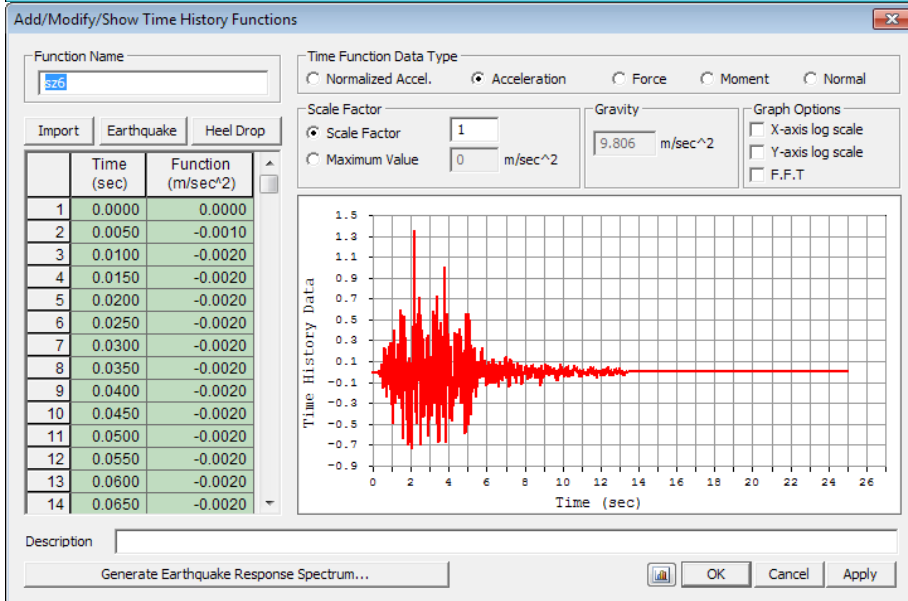
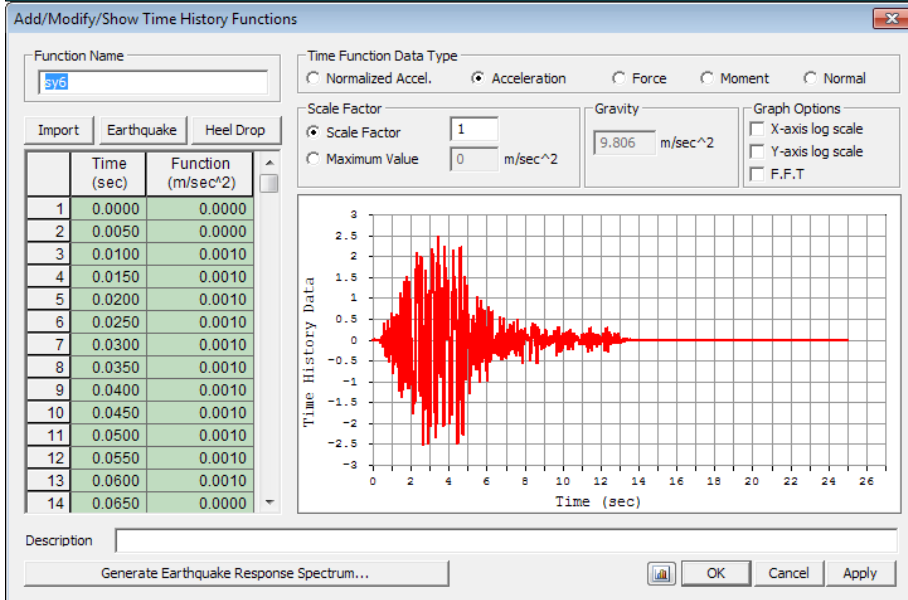
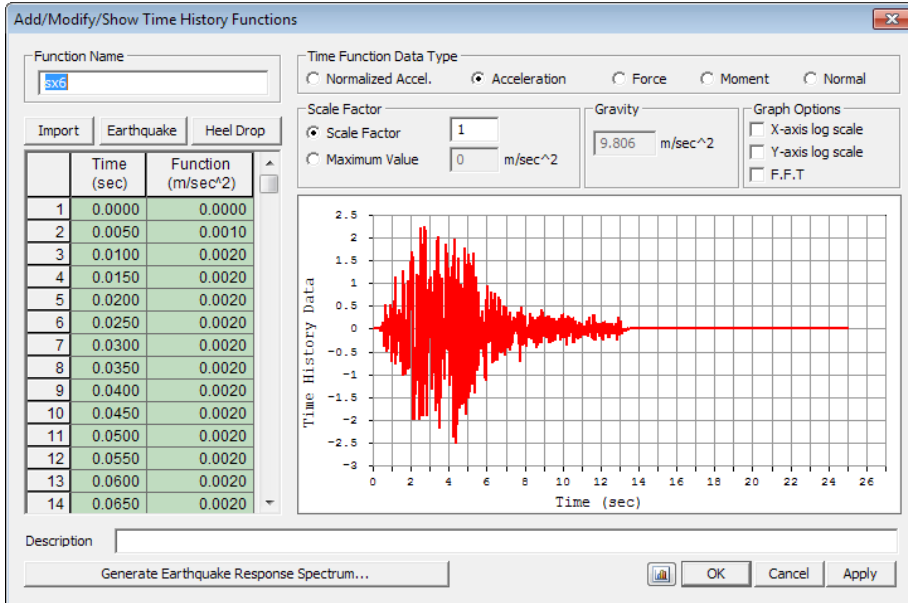
8

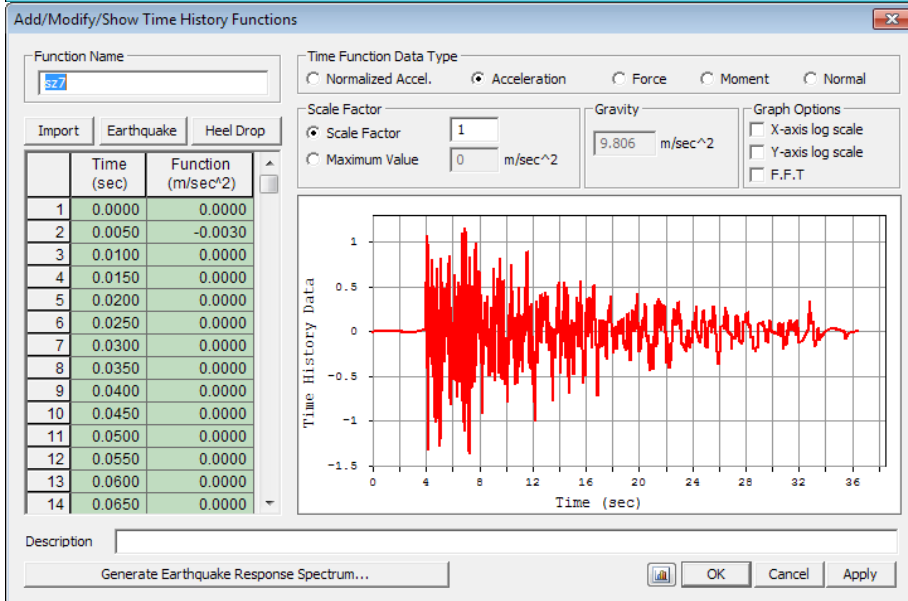
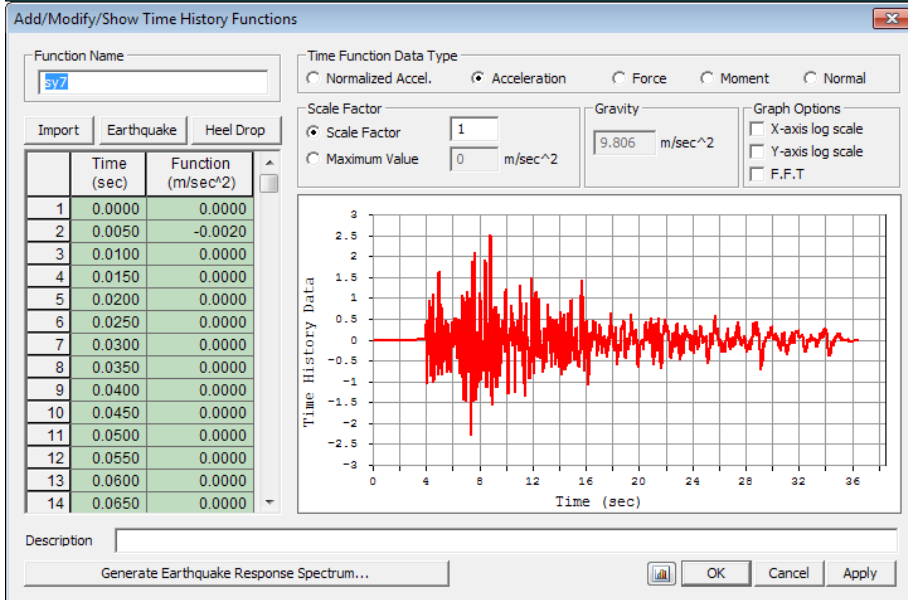
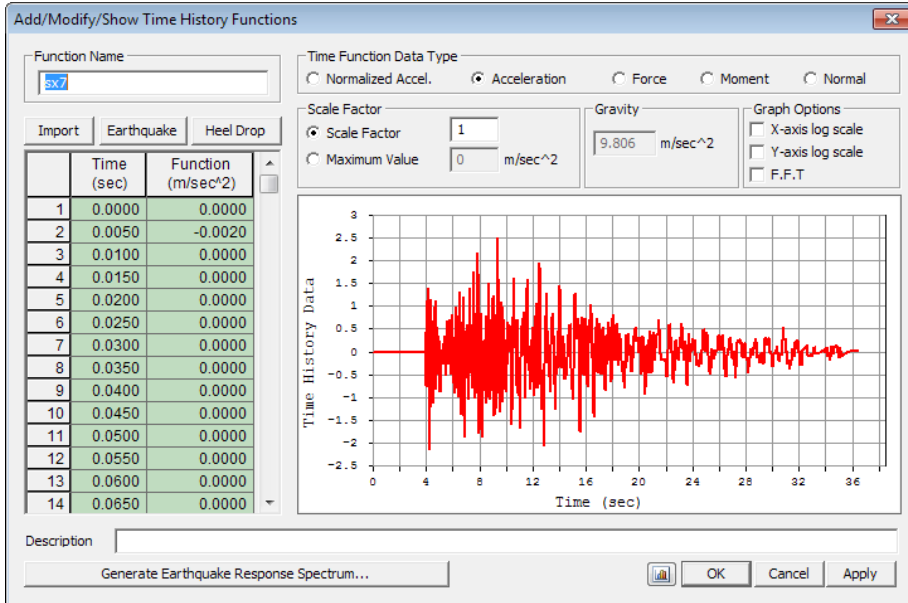




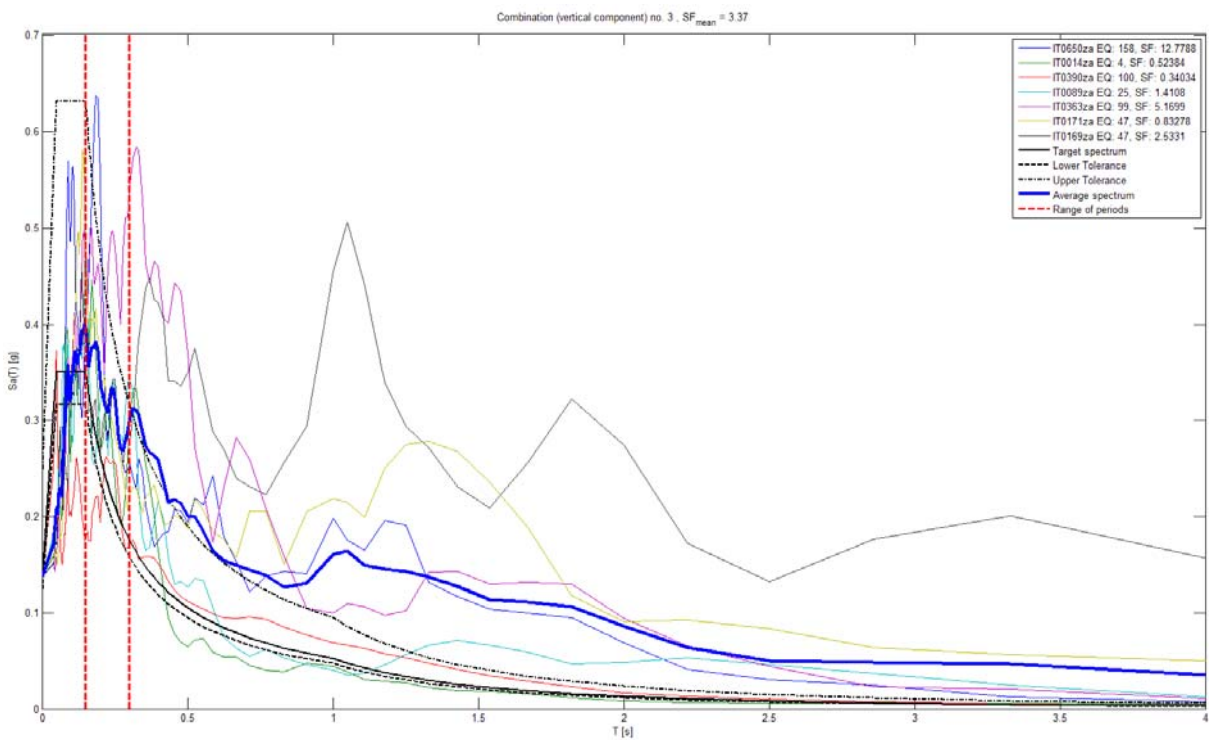
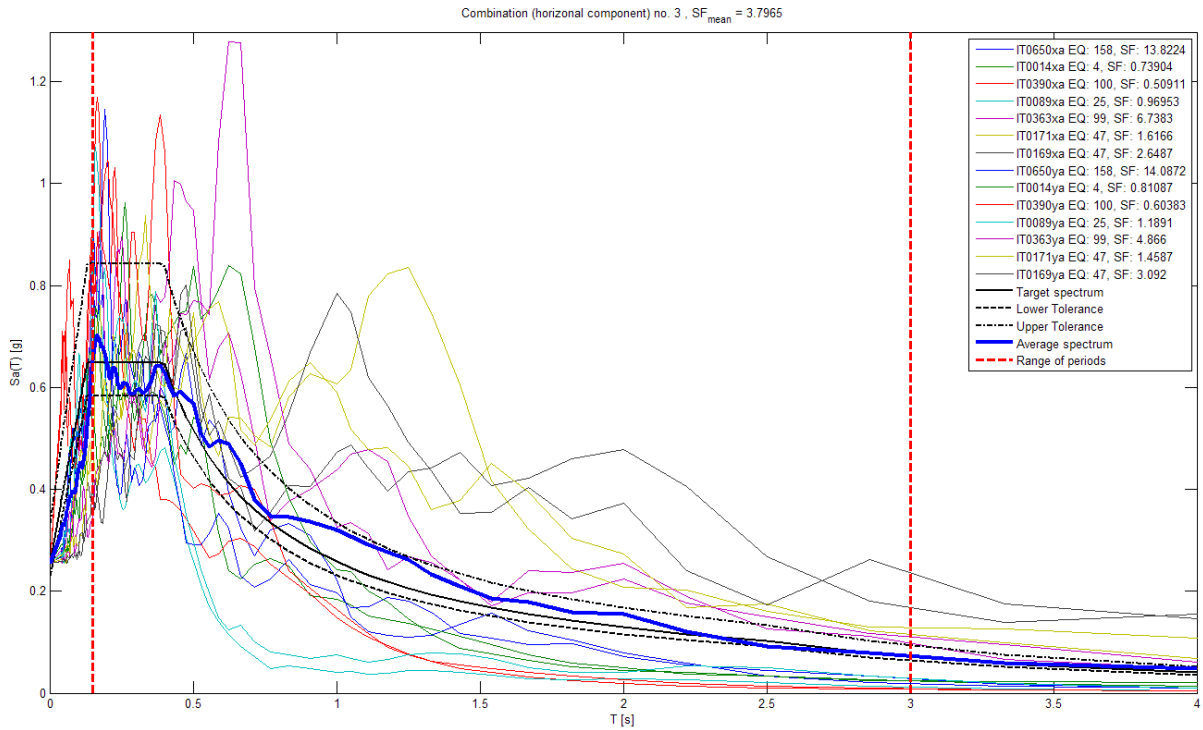
8







I diagrammi che seguono mostrano la coerenza tra lo spettro di risposta elastico medio degli accelerogrammi impiegati e lo spettro elastico di progetto, in accordo con le prescrizioni del DM 2008.



6.11.2 Incremento di spinta in condizioni sismiche

Oltre alla forze di inerzia dovute al peso degli elementi strutturali e del terreno interno alle spalle, è necessario, in condizioni sismiche, considerare anche un incremento della spinta del terreno rispetto a quella statica.

Le spinte in stato limite attivo e passivo in condizioni sismiche possono essere determinate con le seguenti formule:

$$S_{aE} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - K_v) \cdot K_{aE}$$

$$S_{pE} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - K_v) \cdot K_{pE}$$

in cui:

K_v è il coefficiente sismico verticale pari a $\pm 0.5 K_h$;

K_h è il coefficiente sismico orizzontale da calcolare come (punto 7.11.6.2.1 del D.M. 14/01/2008):

$$K_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

dove:

β_m è un coefficiente da assumere unitario per opere di sostegno che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno;

a_{\max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito da poter valutare come:

$$a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

Nel caso in esame risulta $K_h = 0.241$

Ne consegue che K_v risulta pari a 0.121

K_{aE} è il coefficiente di spinta attivo in condizioni sismiche;

Sulla base delle formulazioni fornite da Mononobe e Okabe, risulta, nel caso in esame, $K_{aE} = 0.45$.

L'incremento di spinta è quindi ottenuto come differenza tra la spinta in condizioni sismiche e quella applicata in condizioni statiche. Esso è rappresentato da un carico pseudo-statico di tipo lineare.

La direzione dell'incremento di spinta segue le direzioni ortogonali secondo cui si considera

6.11.3 Inerzia sismica del terreno contenuto nelle spalle

Viene considerata anche la forza inerziale del terreno contenuto all'interno della spalla, applicando alla sua massa, l'accelerazione di progetto.

7. CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO

7.1 Condizioni elementari di carico

In base alla modellazione delle azioni adottata, sono state considerate le seguenti condizioni elementari di carico:

G1 = peso proprio

G2 = carichi permanenti portati

Q3 = frenamento

Q5_pc (X) = vento a ponte carico

Q5_pc (Y) = vento a ponte carico

Q5_ps (X) = vento a ponte scarico

Q5_ps (Y) = vento a ponte scarico

T = variazione termica uniforme

Qk sisma = Carichi mobili uniformemente distribuiti

Q4 = azione centrifuga

S-Peso terreno = Peso terreno nella spalla

S-Spinta terreno = Spinta statica terreno nella spalla

S-Carico mobile = Effetti dei carichi mobili sulla spalla

S-Frenamento = Frenamento su paraghiaia

S-Increm spinta +x = Incremento di spinta in cond sismica +x

S-Increm spinta -x = Incremento di spinta in cond sismica -x

S-Increm spinta y = Incremento di spinta in cond sismica y

S-Inerzia sismica +x = Inerzia sismica del terreno nella spalla

S-Inerzia sismica -x = Inerzia sismica del terreno nella spalla

S-Inerzia sismica y = Inerzia sismica del terreno nella spalla dir y

Pesi seconda fase = Pesi che intervengono per il calcolo del cedimento differenziale

SLC(i) = Analisi sismica per ciascuno dei 7 gruppi di accelerogrammi considerati

Nel seguito della presente si riportano le diverse combinazioni di carico adottate in relazione allo stato limite considerato.

7.2 Combinazioni delle azioni agli Stati Limite Ultimi

In base alla vigente normativa, per la definizione delle azioni di calcolo agli stati limite ultimi, a partire dalle condizioni di carico elementari, sono state considerate le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazioni delle azioni per le verifiche agli stati limite ultimi secondo lo schema indicato in tabella 5.1.IV delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14.01.2008:

$$F_d = \gamma_{g1} \cdot G_1 + \gamma_{g2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki})$$

- Combinazione sismica:

$$F_d = E + G_1 + G_2 + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

avendo assunto per i coefficienti $\gamma_{g,1}$, $\gamma_{g,2}$ e $\gamma_{q,i}$ e per i coefficienti di combinazione Ψ_{0i} , Ψ_{1i} e Ψ_{2i} i valori previsti dalle norme e riportati rispettivamente nelle tabella 5.1.V e 5.1.VI delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14.01.2008.

7.3 Combinazioni delle azioni agli Stati Limite di Esercizio

Per la definizione delle azioni di calcolo agli Stati Limite di Esercizio, le condizioni di carico elementari sono state cumulate in modo tale da risultare più sfavorevoli, mediante l'espressione:

- combinazioni caratteristiche rare: $F_d = G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot Q_{ki})$
- combinazioni frequenti: $F_d = G_1 + G_2 + \gamma_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$
- combinazioni quasi permanenti: $F_d = G_1 + G_2 + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$

La combinazione di calcolo rara è stata utilizzata per la verifica dello stato limite di tensione in esercizio, la combinazione frequente per le verifiche a fessurazione e la quasi permanente per il controllo della deformabilità.

Si riporta di seguito un riepilogo delle combinazioni SLU SLE ed SLV delle azioni considerate nelle analisi strutturali in cui sono esplicitati i valori dei coefficienti parziali per le azioni γ utilizzati:

Sovrappasso rampa di ingresso – Relazione di calcolo sulle sottostrutture

NUM	NAME	ACTIVE LOADCASE (FACTOR) +	TYPE	LOADCASE (FACTOR) +	LOADCASE (FACTOR)
1	DEAD	Active G1(1.000) +	Add	G2(1.000) +	Qk sisma(0.200)
2	Q1K	Active C1+C2(1.000) +	Envelope	C3+C4(1.000)	
3	Q1F	Active C1+C2 F(1.000) +	Envelope	C3+C4 F(1.000)	
4	FRENAMENTO	Active Q3(1.000) +	Envelope	S-Frenamento(1.000)	
5	Q5_pc -X	Active Q5_pc (X)(-1.000)	Add		
6	Q5_pc -Y	Active Q5_pc (Y)(-1.000)	Add		
7	Q5_ps -X	Active Q5_ps (X)(-1.000)	Add		
8	Q5_ps -Y	Active Q5_ps (Y)(-1.000)	Add		
9	DT-	Active T(-1.000)	Add		
10	DT	Active T(1.000) +	Envelope	DT-(1.000)	
11	VENTO PC	Active Q5_pc (X)(1.000) + + Q5_pc -Y(1.000)	Envelope	Q5_pc (Y)(1.000) +	Q5_pc -X(1.000)
12	VENTO PS	Active Q5_ps (X)(1.000) + + Q5_ps -Y(1.000)	Envelope	Q5_ps (Y)(1.000) +	Q5_ps -X(1.000)
13	SLU1	Active G1(1.350) + + VENTO PC(0.900) + + S-Spinta terreno(1.350) +	Add	G2(1.350) + DT(0.720) + S-Carico mobile(1.350)	Q1K(1.350) S-Peso terreno(1.350)
14	SLU2	Active G1(1.350) + + DT(0.720) + + S-Carico mobile(1.000) +	Add	G2(1.350) + S-Peso terreno(1.350) + Q1F(1.350)	VENTO PC(1.500) S-Spinta terreno(1.350)
15	SLU3	Active G1(1.350) + + DT(1.200) + + S-Carico mobile(1.000) +	Add	G2(1.350) + S-Peso terreno(1.350) + Q1F(1.350)	VENTO PC(0.900) S-Spinta terreno(1.350)
16	SLU4	Active G1(1.350) + + DT(0.720) + + S-Carico mobile(1.000) +	Add	G2(1.350) + S-Peso terreno(1.350) + FRENAMENTO(1.500) +	VENTO PC(0.900) S-Spinta terreno(1.350) Q1F(1.350)
17	SLU5	Active G1(1.350) + + DT(0.720) + + S-Carico mobile(1.000) +	Add	G2(1.350) + S-Peso terreno(1.350) + Q4(1.500) +	VENTO PC(0.900) S-Spinta terreno(1.350) Q1F(1.350)
18	SLU6	Active G1(1.000) + + DT(0.720) +	Add	G2(1.000) + S-Peso terreno(1.000) +	VENTO PS(1.500) S-Spinta terreno(1.000)
19	INCR SPINTA	Active S-Increm spinta +x(1.000) +	Envelope	S-Increm spinta -x(1.000) +	S-Increm spinta y(1.000)

Sovrappasso rampa di ingresso – Relazione di calcolo sulle sottostrutture

20	INERZIA TERRENO	Active	Envelope		
	S-Inerzia sismica +x(1.000) +		S-Inerzia sismica -x(1.000) +	S-Inerzia sismica y(1.000)	
21	SLC TOT	Active	Add		
		SLC1(0.143) +		SLC2(0.143) +	SLC3(0.143)
	+	SLC4(0.143) +		SLC5(0.143) +	SLC6(0.143)
	+	SLC7(0.143) +		DT(0.500)	
22	INV SLV	Active	Add		
		INCR SPINTA(1.000) +	INERZIA TERRENO(1.000) +	SLC TOT(1.000)	
	+	S-Peso terreno(1.000) +	S-Spinta terreno(1.000) +	S-Carico mobile(0.200)	
23	INV SLU	Active	Envelope		
		SLU1(1.000) +		SLU2(1.000) +	SLU3(1.000)
	+	SLU4(1.000) +		SLU5(1.000) +	SLU6(1.000)
24	INV TOT	Active	Envelope		
		INV SLU(1.000) +		INV SLV(1.000)	
25	SLE R1	Active	Add		
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	Q1K(1.000)
	+	VENTO PC(0.600) +		DT(0.600) +	S-Peso terreno(1.000)
	+	S-Spinta terreno(1.000) +		S-Carico mobile(1.000)	
26	SLE R2	Active	Add		
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	VENTO PC(1.000)
	+	DT(0.600) +		S-Peso terreno(1.000) +	S-Spinta terreno(1.000)
	+	S-Carico mobile(0.750) +		Q1F(1.000)	
27	SLE R3	Active	Add		
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	VENTO PC(0.600)
	+	DT(1.000) +		S-Peso terreno(1.000) +	S-Spinta terreno(1.000)
	+	S-Carico mobile(0.750) +		Q1F(1.000)	
28	SLE R4	Active	Add		
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	VENTO PC(0.600)
	+	DT(0.600) +		S-Peso terreno(1.000) +	S-Spinta terreno(1.000)
	+	S-Carico mobile(0.750) +		FRENAMENTO(1.000) +	Q1F(1.000)
29	SLE R5	Active	Add		
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	VENTO PC(0.600)
	+	DT(0.600) +		S-Peso terreno(1.000) +	S-Spinta terreno(1.000)
	+	S-Carico mobile(0.750) +		Q4(1.000) +	Q1F(1.000)
30	SLE R6	Active	Add		
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	VENTO PS(1.000)
	+	DT(0.600) +		S-Peso terreno(1.000) +	S-Spinta terreno(1.000)
31	INV SLER	Active	Envelope		
		SLE R1(1.000) +		SLE R2(1.000) +	SLE R3(1.000)
	+	SLE R4(1.000) +		SLE R5(1.000) +	SLE R6(1.000)
32	SLE F1	Active	Add		
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	DT(0.500)
	+	S-Peso terreno(1.000) +		S-Spinta terreno(1.000) +	S-Carico mobile(0.750)
	+	Q1F(1.000)			
33	SLE F2	Active	Add		
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	VENTO PS(0.200)
	+	DT(0.500) +		S-Peso terreno(1.000) +	S-Spinta terreno(1.000)
34	SLEF3	Active	Add		
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	DT(0.600)
	+	S-Peso terreno(1.000) +		S-Spinta terreno(1.000)	
35	INV SLE-F	Active	Envelope		
		SLE F1(1.000) +		SLE F2(1.000) +	SLEF3(1.000)
36	SLE QP	Active	Add		
		G1(1.000) +		G2(1.000) +	DT(0.500)
	+	S-Spinta terreno(1.000) +		S-Peso terreno(1.000)	
37	DZ perm2	Active	Add		
		pesi seconda fase(2.170)			

38 DZ Q1 Active Add
Q1K(2.170)

8. CRITERI DI VERIFICA

8.1 Criteri di verifica agli stati limite ultimi (SLU) per gli elementi in c.a.

8.1.1 Criteri di verifica per elementi soggetti a flessione e/o sforzo normale

Per la valutazione della resistenza ultima delle sezioni di elementi monodimensionali in c.a. nei confronti di flessione e sforzo normale, si adottano le seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;
- perfetta aderenza acciaio-calcestruzzo;
- resistenza a trazione del calcestruzzo trascurabile;
- rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
- rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima;

Le tensioni nel calcestruzzo e nell'armatura sono dedotte, a partire dalle deformazioni, utilizzando i rispettivi diagrammi tensione-deformazione.

Per il calcestruzzo si adopera un diagramma di calcolo tensione-deformazione di tipo parabola-rettangolo.

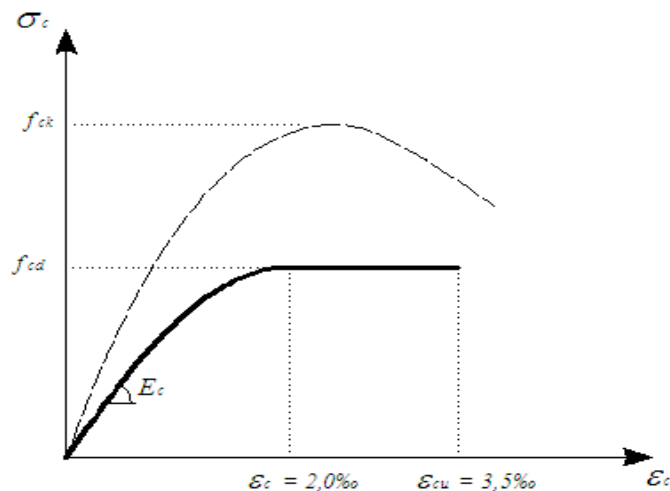


Figura 17 – Diagramma tensione – deformazione di progetto del calcestruzzo

La resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo f_{cd} è:

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

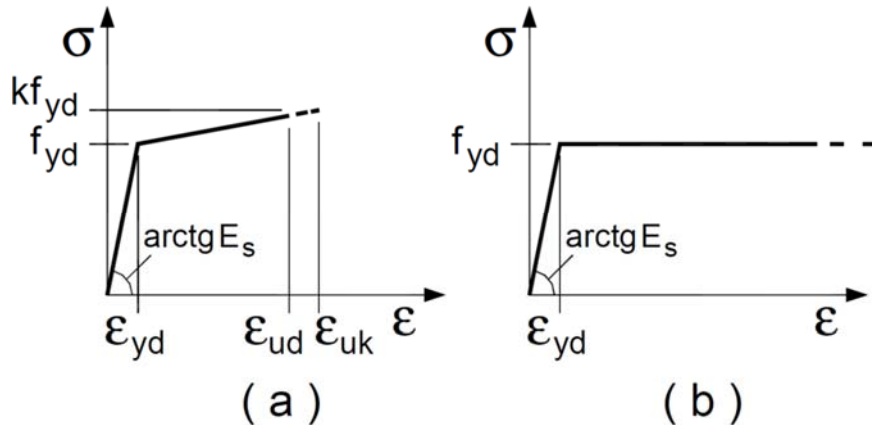
in cui:

α_{cc} è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata ed è pari a 0.85;

f_{ck} è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni;

γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo ed è pari a 1.5.

Per le armature in acciaio si assume un diagramma di calcolo tensione-deformazione bilineare finito con incrudimento (a), o (b) elastico-perfettamente plastico indefinito.



La resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio f_{yd} è:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

in cui:

f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio;

γ_s è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio ed assume il valore 1.15.

Con riferimento alla sezione soggetta a sforzo normale e momento flettente, la verifica di resistenza (SLU) si esegue controllando che:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove:

M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;

N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;

M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

8.1.2 Criteri di verifica per elementi soggetti a taglio

8.1.2.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

Per elementi sprovvisti di armature trasversali resistenti a taglio, la resistenza a taglio V_{Rd} viene valutata sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

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

dove V_{Rd} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento l'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

$$V_{Rd} = \left\{ \frac{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

con:

$$k = 1 + \left(\frac{200}{d} \right)^{\frac{1}{2}} \leq 2;$$

$$v_{\min} = 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}};$$

e dove:

d è l'altezza utile della sezione;

$\rho_l = \frac{A_{sl}}{(b_w \cdot d)}$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale;

$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c}$ è la tensione media di compressione della sezione;

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

In corrispondenza degli appoggi, è necessario disporre un quantitativo di armatura longitudinale a cui affidare l'assorbimento degli sforzi provocati dal taglio dovuti all'inclinazione (assunta pari a 45°) delle fessure rispetto all'asse della trave.

8.1.2.2 Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio viene valutata sulla base di un'adeguata schematizzazione a traliccio. La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

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

dove

V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente;

V_{Rd} è il valore della resistenza a taglio dell'elemento assunto pari al minore tra la resistenza di calcolo a "taglio trazione" e la resistenza di calcolo a "taglio compressione".

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \operatorname{sen} \alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta)}{1 + \operatorname{ctg} \theta^2}$$

dove:

A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale;

s è l'interasse tra due armature trasversali consecutive;

α è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

θ è l'inclinazione dei puntoni compressi in cls rispetto all'asse della trave e deve essere tale da rispettare i seguenti limiti:

$$1 \leq \operatorname{cotg} \theta \leq 2.5$$

f'_{cd} è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$)

α_c è un coefficiente maggiorativo pari ad 1 per membrature non compresse.

8.1.2.3 Resistenza di elementi tozzi, nelle zone diffuse e nei nodi

Il D.M. 2008 al punto 4.1.2.1.5 precisa che le verifiche di sicurezza possono essere condotte con riferimento a schematizzazioni basate sull'individuazione di tiranti e puntoni.

Le verifiche di sicurezza dovranno necessariamente essere condotte nei riguardi di:

- resistenza dei tiranti costituiti dalle sole armature (R_s);
- resistenza dei puntoni di calcestruzzo compresso (R_c);
- ancoraggio delle armature (R_b);
- resistenza dei nodi (R_n);

Si rimanda ai paragrafi relativi a tali specifiche verifiche per i necessari riferimenti normativi (par. C.4.1.2.1.5 Circ. 617/2009).

8.1.2.4 Resistenza nei confronti di sollecitazioni torcenti

Per la verifica di elementi strutturali soggetti a sollecitazioni torcenti deve risultare:

$$T_{Rd} \geq T_{Ed}$$

in cui:

T_{Ed} rappresenta il valore di calcolo del momento torcente;

T_{Rd} rappresenta la resistenza di calcolo alla torsione.

Per elementi prismatici sottoposti a torsione semplice o combinata con altre sollecitazioni, che abbiano sezione piena o cava, lo schema resistente è costituito da un traliccio

periferico in cui gli sforzi di trazione sono affidati alle armature longitudinali e trasversali ivi contenute e gli sforzi di compressione sono affidati alle bielle di calcestruzzo.

Per questo schema resistente la resistenza di calcolo alla torsione può essere definita come la minore tra le resistenze valutate rispettivamente con riferimento al calcestruzzo, all'armatura trasversale e all'armatura longitudinale:

$$T_{Rd} = \min(T_{Rcd}; T_{Rsd}; T_{Rld})$$

-Verifica a torsione _ compressione del conglomerato

Con riferimento al calcestruzzo, la resistenza di calcolo si definisce come:

$$T_{Rcd} = 2 \cdot A \cdot t \cdot f'_{cd} \cdot \text{ctg}\theta / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

dove A è l'area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico;

t è lo spessore del profilo periferico che, per sezioni piene, si assume pari al rapporto tra l'area della sezione A_c ed il suo perimetro u .

-Verifica a torsione – trazione dell'armatura trasversale

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo si definisce come:

$$T_{Rsd} = 2 \cdot A \cdot \frac{A_s}{s} \cdot f_{yd} \cdot \text{ctg}\theta$$

dove A_s è l'area dell'armatura trasversale (staffe);
 s è il passo delle staffe.

-Verifica a torsione – trazione dell'armatura longitudinale

Con riferimento all'armatura longitudinale, la resistenza di calcolo si definisce come:

$$T_{Rld} = 2 \cdot A \cdot \frac{\sum A_l}{u_m} \cdot f_{yd} / \text{ctg}\theta$$

dove $\sum A_l$ è l'area complessiva delle barre longitudinali;
 u_m è il perimetro medio del nucleo resistente.

L'inclinazione delle bielle compresse di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$0.4 \leq \text{ctg}\theta \leq 2.5$$

Nel caso in cui si riscontri la presenza di azioni torcenti significative ai fini della stabilità e del collasso di parti dell'opera, è necessario integrare le armature longitudinali, derivanti dalle verifiche di presso flessione, con le barre derivanti dal calcolo a torsione.

Per quanto riguarda la crisi lato calcestruzzo, nel caso di presenza simultanea di sollecitazioni taglianti e torcenti, si dovrà verificare che:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} \leq 1$$

al fine di limitare lo stato di lavoro delle bielle compresse.

8.2 Criteri di verifica agli stati limite di esercizio (SLE) per gli elementi in c.a.

8.2.1 Verifiche a fessurazione

. Per lo Stato Limite di Fessurazione occorre verificare che, nel caso in cui venga superato lo stato limite di formazione delle fessure, l'apertura di queste rispetti i seguenti limiti:

Per opere in fondazione:

$w_d < w_3 = 0.4\text{mm}$ allo Stato Limite di Esercizio in condizioni Frequenti;

$w_d < w_2 = 0.3\text{mm}$ allo Stato Limite di Esercizio in condizioni Quasi Permanenti.

Per opere in elevazione:

$w_d < w_3 = 0.3\text{mm}$ allo Stato Limite di Esercizio in condizioni Frequenti;

$w_d < w_2 = 0.2\text{mm}$ allo Stato Limite di Esercizio in condizioni Quasi Permanenti.

8.2.2 Verifiche tensionali

Per lo Stato Limite Tensionale occorre verificare che:

$\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ allo Stato Limite di Esercizio in condizioni Rare;
(17.43MPa C28/35; 19.92MPa C35/40; 22.41MPa C40/45);

$\sigma_c < 0.45 f_{ck}$ allo Stato Limite di Esercizio in condizioni Quasi Permanenti;
(13.07MPa C28/35; 14.94MPa C35/40; 16.81MPa C40/45);

$\sigma_s < 0.8 f_{yk}$ allo Stato Limite di Esercizio in condizioni Rare.
(360 MPa B450C).

8.3 Criteri di analisi e verifica delle strutture di fondazione

Gli stati limite ultimi delle fondazioni su pali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Per ogni stato limite ultimo deve essere verificata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d rappresenta l'insieme amplificato delle azioni agenti, ed R_d l'insieme delle resistenze, queste ultime corrette in funzione della tipologia del metodo di approccio al calcolo

eseguito, della geometria del sistema e delle proprietà meccaniche dei materiali e dei terreni in uso.

Nelle verifiche del complesso terreno – fondazione è stato perseguito l'approccio progettuale di tipo 2, che prevede un'unica combinazione di gruppi di coefficienti (**A1+M1+R3**) da adottare sia nelle verifiche strutturali sia in quelle geotecniche.

Per le azioni agenti sulla struttura sono stati quindi utilizzati i seguenti coefficienti parziali:

Carichi	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	(A1) STR
Permanenti	γ_{G1}	1.0÷1.35
Perm. non strutturali	γ_{G2}	0.0÷1.35
Variabili	$\gamma_{Q,i}$	0.0÷1.5
Variabili da traffico	γ_Q	0.0÷1.35

Tabella 2. Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

Ai fini delle resistenze, in funzione del tipo di verifica da eseguire, il valore di progetto può ricavarsi in base alle indicazioni innanzi riportate:

Parametro	Parametro di riferimento	Coefficiente parziale γ_M	(M1)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1.0
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.0
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.0
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1.0

Tabella 3. Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Le verifiche, riportate nel seguito della presente, sono state effettuate nei confronti dei seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
- collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;

SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza dei pali;
- raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.

La stratigrafia considerata, ed i relativi parametri, coerentemente a quanto indicato nella relazione geologico-geotecnica, sono riportati nella seguente tabella.

Strato	Spessore	Tipo di terreno	Parametri del terreno	
			γ	ϕ'
(-)	(m)		(kN/m ³)	(°)
1	1.00	UG1	18.00	25.0
2	7.50	UG3	21.00	35.0
3	5.90	UG2	19.00	30.0
4	0.60	UG4	19.00	25.0
5	5.10	UG3	21.00	35.0
6	2.00	UG4	19.00	25.0
7	5.90	UG3	21.00	35.0

Tabella 4. Stratigrafia del terreno

La falda è posta a -3.40m dal piano campagna.

8.3.1 Verifiche geotecniche dei pali

Carico limite del singolo palo di fondazione per azioni verticali

La capacità portante di un palo è data dalla somma dei contributi dovuti alla resistenza alla punta (R_P) e alla resistenza laterale lungo il fusto del palo (R_L).

$$Q_{lim} = R_P + R_L$$

La resistenza laterale R_L è data da:

$$R_L = \pi d_s L_s s$$

dove:

d_s è il diametro palo;

L_s è lunghezza del palo;

s è la resistenza tangenziale all'interfaccia fra palo e terreno.

La tensione tangenziale minima s si assume pari a :

$$s = a + k \cdot \sigma'_{v0} \cdot \mu$$

dove:

a è un termine coesivo assunto nullo nel caso in esame;

k è coefficiente empirico che dipende dalla tipologia di palo e dalle proprietà del terreno;

μ è il coefficiente di attrito posto pari a $tg\phi$;

σ'_{v0} è la tensione effettiva litostatica verticale alla profondità z .

La resistenza alla punta R_P può essere assunta pari a:

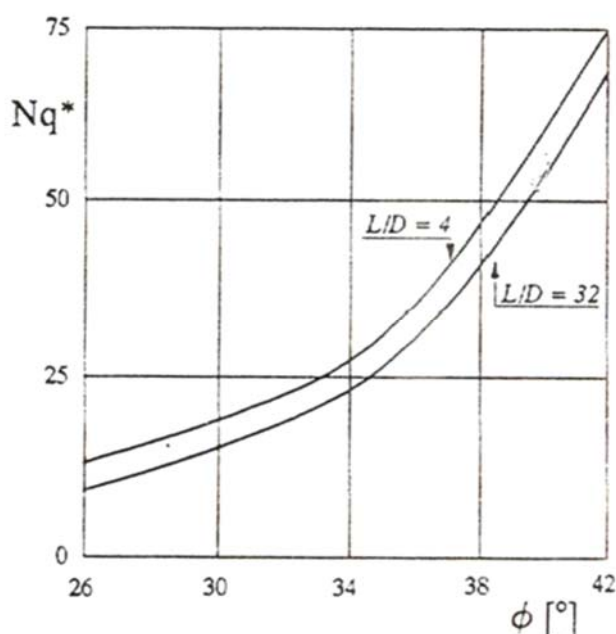
$$R_P = N_q \cdot \sigma'_{vL} + N_c \cdot c$$

dove:

σ'_{vL} è la tensione litostatica verticale alla base del palo;

$N_c \cdot c$ è il termine coesivo assunto nullo nel caso in esame

Per pali di grande diametro va tenuto in conto il noto fenomeno per il quale la resistenza alla punta si mobilita, totalmente, per spostamenti molto elevati, spesso incompatibili con la sovrastante struttura. La valutazione della resistenza alla punta, pertanto deve essere basata essenzialmente su considerazioni relative alla limitazione dei cedimenti e quindi con riferimento agli stati limite di esercizio. Il problema è stato affrontato da Berezantev (1965), il quale propose di utilizzare nel progetto il valore di sforzo alla punta in corrispondenza del quale si verificano nel terreno le prime deformazioni plastiche. Tale valore può essere calcolato utilizzando nella precedente formula, anziché il valore N_q corrispondente alla completa plasticizzazione, un valore significativamente ridotto pari a N_q^* riportato nella seguente tabella (Viggiani 1991).



Ai fini della determinazione del valore di progetto R_{vert} della resistenza del singolo palo di fondazione, è necessario considerare, in funzione della tipologia di approccio progettuale prescelto, il coefficiente parziale di sicurezza definito dalla normativa, secondo la tabella riportata di seguito:

Resistenza	Simbolo γ_R	Pali trivellati (R3)
Resistenza alla punta	γ_P	1.35
Resistenza laterale (in compressione)	γ_L	1.15
Resistenza laterale (in trazione)	γ_{LT}	1.25

Tabella 5. Coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche

Dati i coefficienti parziali di sicurezza, la portata verticale, in condizioni di palo compresso allo stato limite ultimo (R_{vert}) ed in condizione di palo teso ($R_{vert,T}$) con i coefficienti $A1+M1+R3$ è data da:

$$R_{vert} = \frac{R_P}{\gamma_P} + \frac{R_L}{\gamma_L} = \frac{R_P}{1.35} + \frac{R_L}{1.15}$$

$$R_{vert,T} = \frac{R_L}{\gamma_{LT}} = \frac{R_L}{1.25}$$

I valori caratteristici delle resistenze sono ottenuti riducendo quelli calcolati, tramite il corrispondente “coefficiente di correlazione”, definito in funzione del numero di verticali indagate. Più in dettaglio le resistenze caratteristiche a compressione ($R_{vert,k}$) e a trazione ($R_{vert,T,k}$) si valutano come:

$$R_{vert,k} = \text{Min} (R_{vert,media}/\xi_3 ; R_{vert,min}/\xi_4)$$

$$R_{vert,T,k} = \text{Min} (R_{vert,T,media}/\xi_3 ; R_{vert,T,min}/\xi_4)$$

In funzione del numero di verticali indagate, si è assunto $\xi_3 = 1.60$ e $\xi_4 = 1.48$.

Carico limite del singolo palo di fondazione per azioni orizzontali

I valori di progetto $R_{orizz,d}$ della resistenza si ottengono dal valore caratteristico $R_{orizz,k}$, determinato utilizzando la teoria di Broms. Si assume, in pratica, che il comportamento dell'interfaccia palo-terreno sia rigido-perfettamente plastico, e cioè che la resistenza del terreno si mobiliti interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento e rimanga poi costante al crescere dello spostamento stesso. Si assume, inoltre, che la forma della sezione trasversale sia ininfluyente, e che il valore della reazione del terreno p sia determinato solo dalla dimensione d della sezione del palo misurata normalmente alla direzione dello spostamento. Per terreni incoerenti, si assume che la resistenza del terreno vari linearmente con la profondità z secondo la legge:

$$p = 3 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot z \cdot d$$

- $k_p = (1+\text{sen}\phi)/(1-\text{sen}\phi)$ è il coefficiente di spinta passiva che compete allo strato attraversato;
- d è il diametro del palo;
- γ il peso per unità di volume dello strato attraversato.

Ai fini della determinazione del valore di progetto $R_{orizz,d}$ della resistenza del singolo palo di fondazione, è necessario considerare, in funzione della tipologia di approccio progettuale prescelto, il coefficiente parziale di sicurezza definito dalla normativa, secondo la tabella riportata di seguito:

Resistenza	Simbolo γ	Pali trivellati (R3)
Resistenza ai carichi trasversali	γ_T	1.3

Tabella 6. Coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche

Dall'equilibrio alla traslazione si ottiene il valore della forza orizzontale limite T_{lim} sopportabile dal palo. Il valore di progetto si ottiene riducendo quest'ultimo sia attraverso il coefficiente γ_T della colonna R3 della precedente tabella, sia mediante il corrispondente "coefficiente di correlazione" scelto in funzione del numero di verticali indagate.

$$T_{lim,d} = \min \left(\frac{T_{lim,media}}{\gamma_T \cdot \xi_3}; \frac{T_{lim,min}}{\gamma_T \cdot \xi_4} \right)$$

Nel caso in esame il palo si comporta come palo lungo e che quindi il valore limite della forza orizzontale sopportabile dal palo possa essere calcolato come:

$$T_{lim} = k_p \cdot \gamma \cdot d^3 \cdot \sqrt[3]{\left(3.676 \cdot \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot d^4} \right)^2}$$

dove M_y è il momento di plasticizzazione del palo.

8.3.2 Verifiche strutturali dei pali

Calcolo delle sollecitazioni sui pali

Per un palo vincolato in testa ad una fondazione, che ne consenta lo spostamento orizzontale ma ne impedisca la rotazione, il momento flettente massimo, che si registra nella sezione di attacco con la fondazione stessa, può essere calcolato come:

$$M_{max} = C_M \cdot T \cdot \lambda$$

in cui:

C_M un coefficiente che dipende dal rapporto L / λ ;

T il taglio agente in testa al palo;

λ è la lunghezza libera di inflessione del palo da valutare come:

$$\lambda = \sqrt[5]{\frac{E_p \cdot I}{n_h}}$$

dove:

E_p è il modulo di Young del calcestruzzo costituente il palo (C28/35);

I è il momento di inerzia della sezione trasversale del palo ($d = 1$ m);

n_h è un parametro che dipende dal tipo di terreno e dal suo stato di addensamento.

I criteri di verifica per tali elementi strutturali, relativamente alla flessione ed al taglio, risultano essere gli stessi di quelli descritti per gli elementi in c.a. riportati nei paragrafi precedenti.

9. ANALISI E VERIFICA DELLE PILE

Le pile, in c.a., presentano geometrie arrotondate con fusto di sezione 2.70x1.20m e pulvino largo 6.50m ed alto 2.50m.

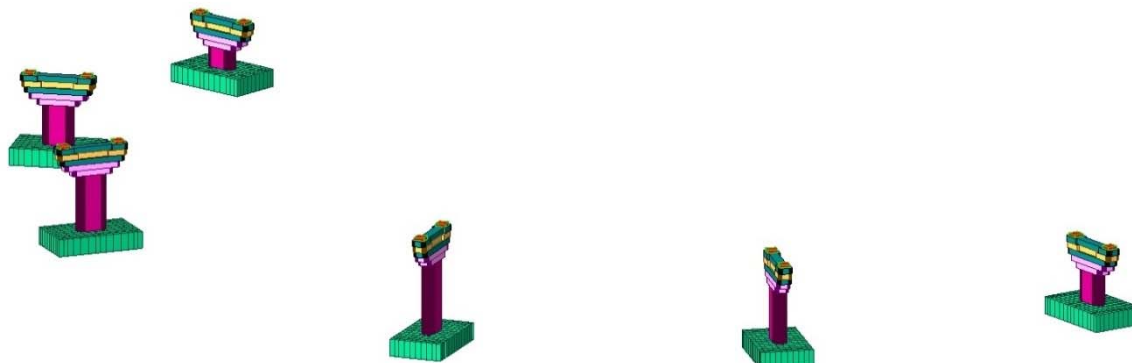


Figura 18 – Vista Pile – Sovrappasso di Ingresso

9.1 Sollecitazioni

Si riportano di seguito, le sollecitazioni più gravose allo stato limite ultimo SLU ed agli stati limite di esercizio SLE utilizzate nelle verifiche degli elementi strutturali costituenti le pile.

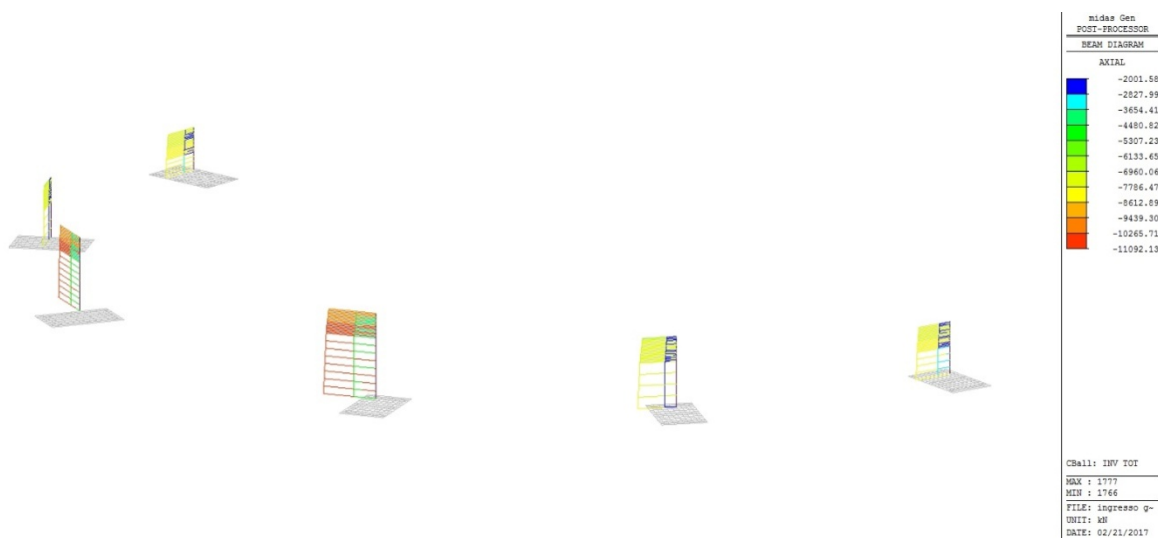


Figura 19 – Sforzo Normale SLU – Fx

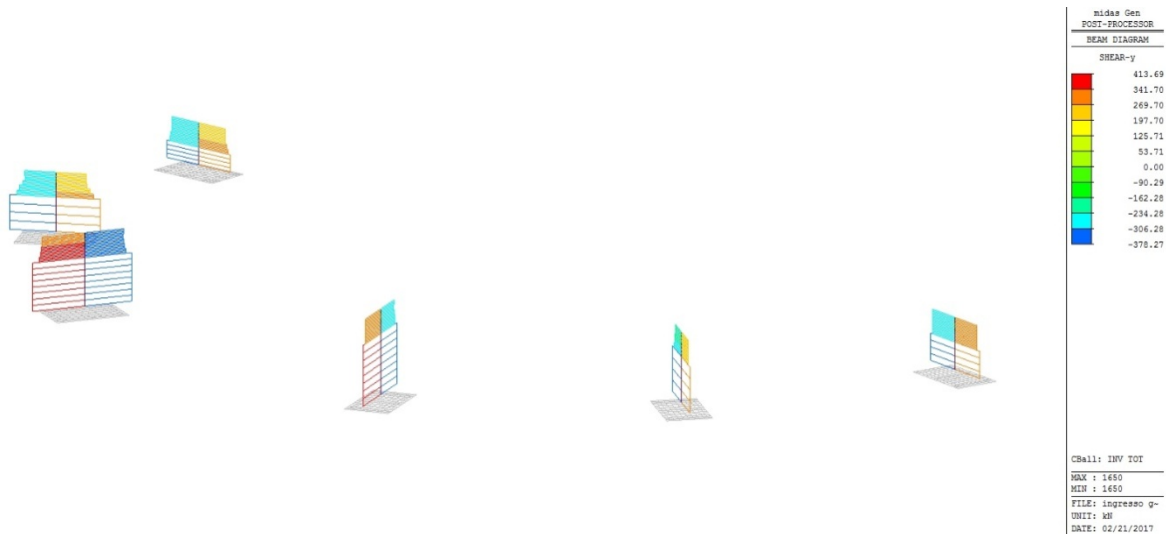


Figura 20 – Taglio SLU – Fy

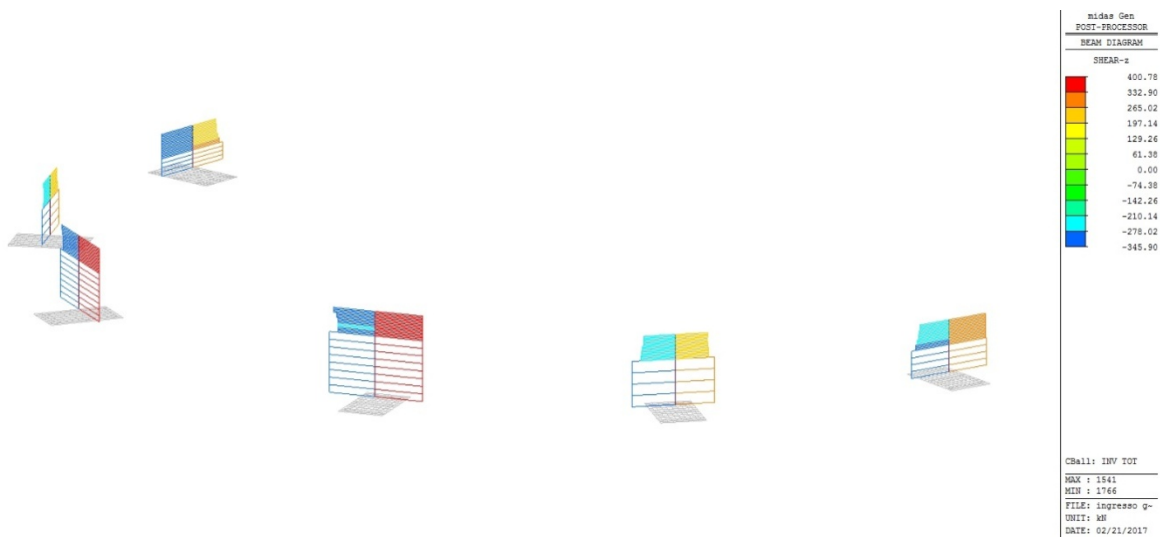


Figura 21 – Taglio SLU – Fz

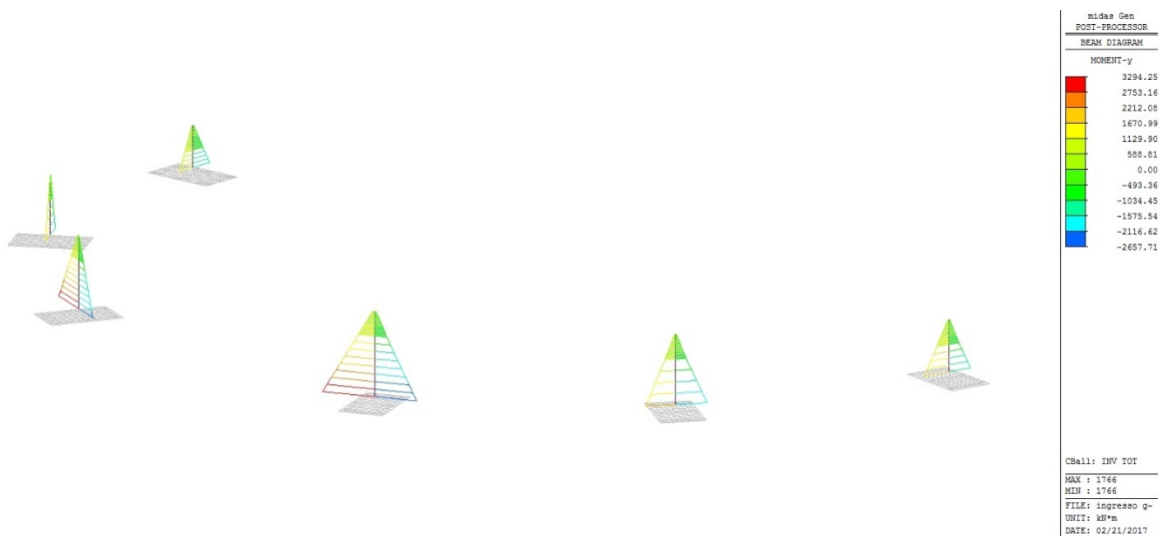


Figura 22 – Momento Flettente SLU - My

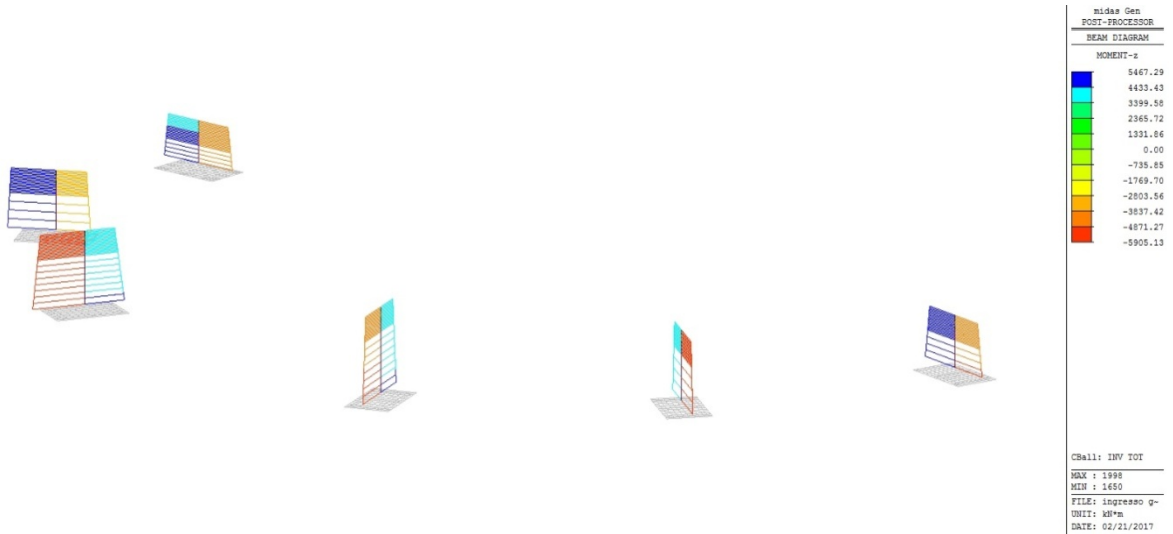


Figura 23 – Momento Flettente SLU - M_z

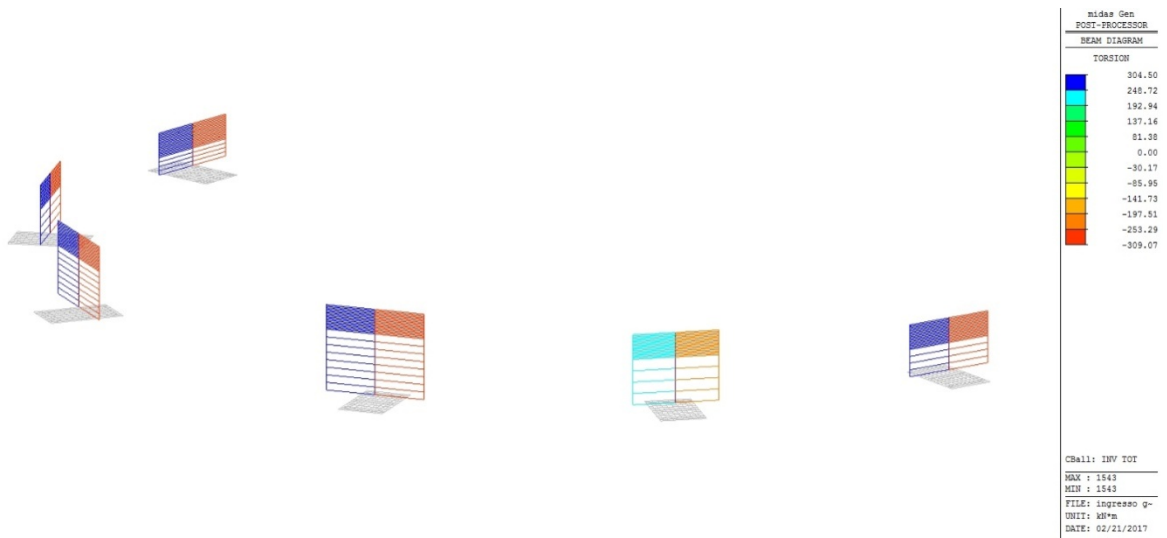


Figura 24 – Momento Torcente – M_x

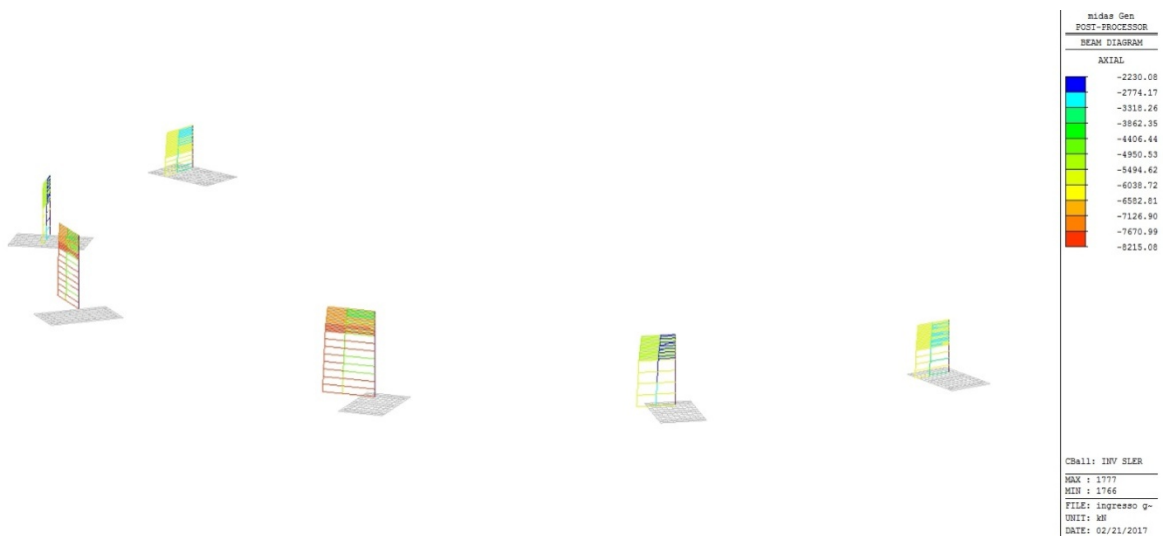


Figura 25 – Sforzo Normale SLE R - F_x

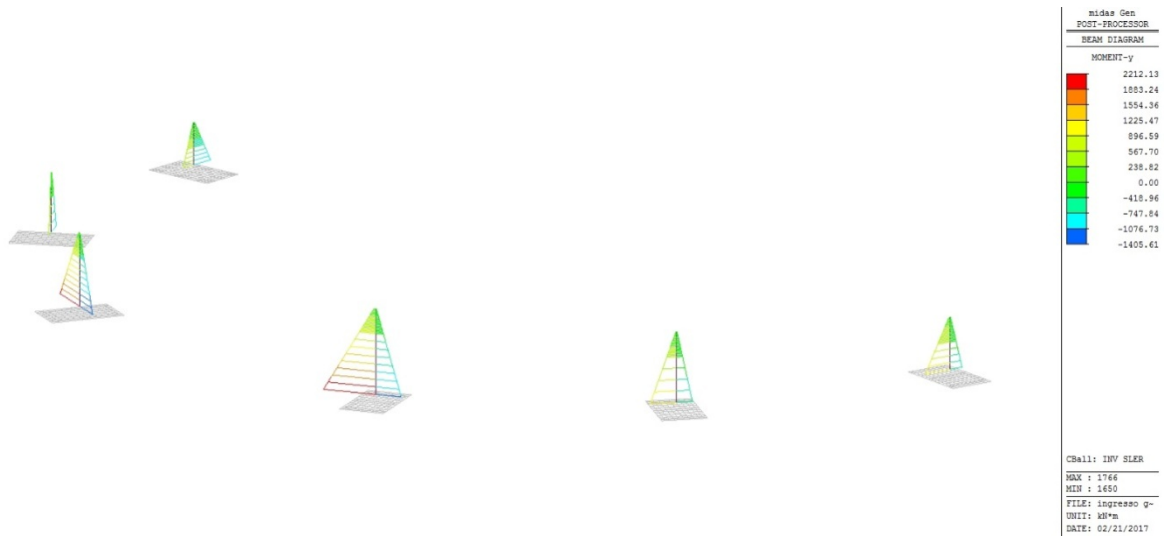


Figura 26 – Momento Flettente SLE R - M_y

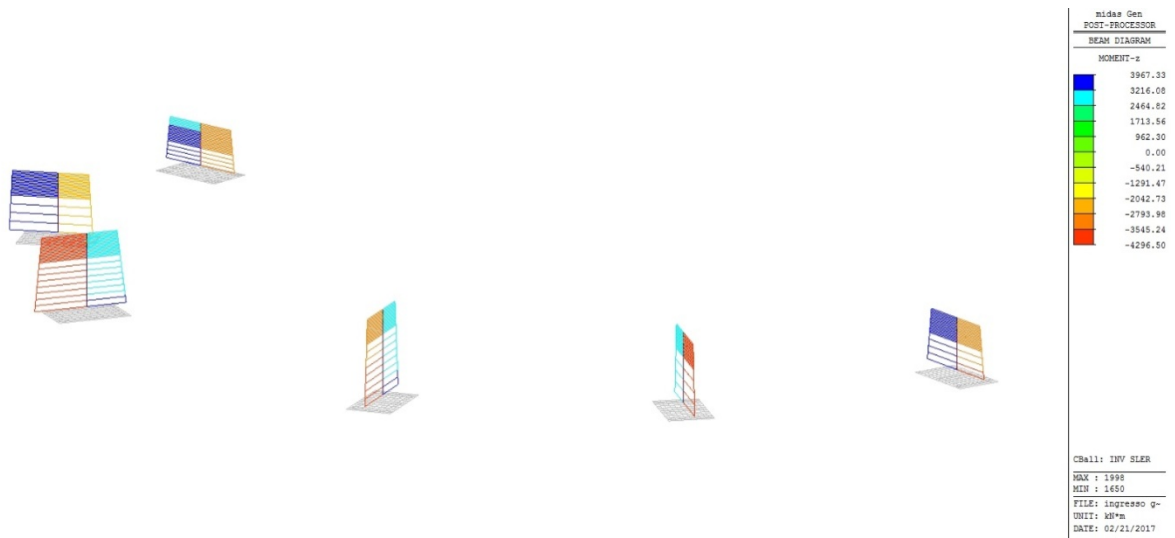


Figura 27 – Momento Flettente SLE R - M_z

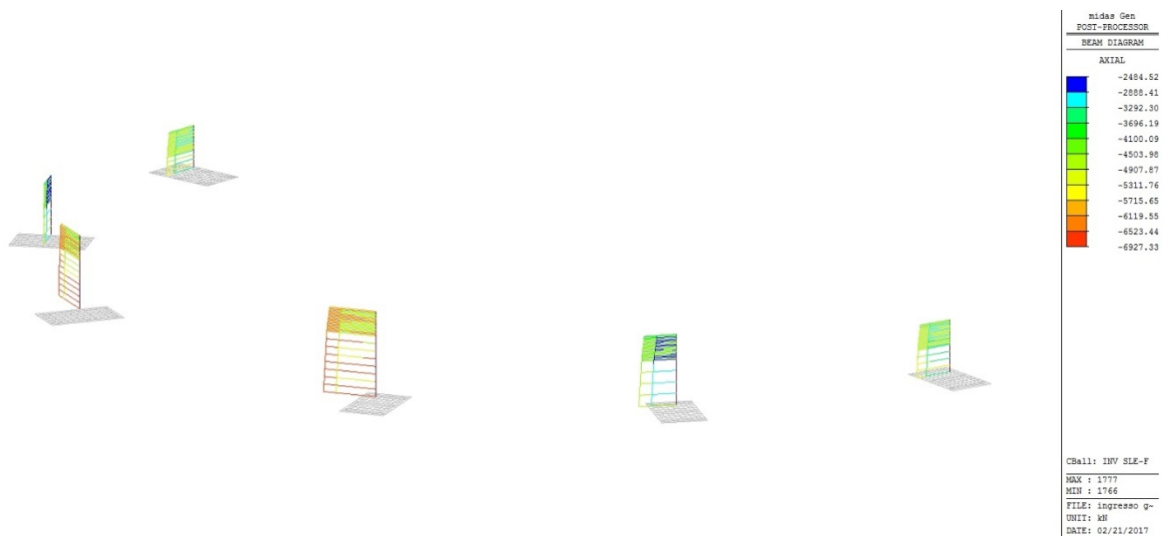


Figura 28 – Sforzo Normale SLE F - F_x

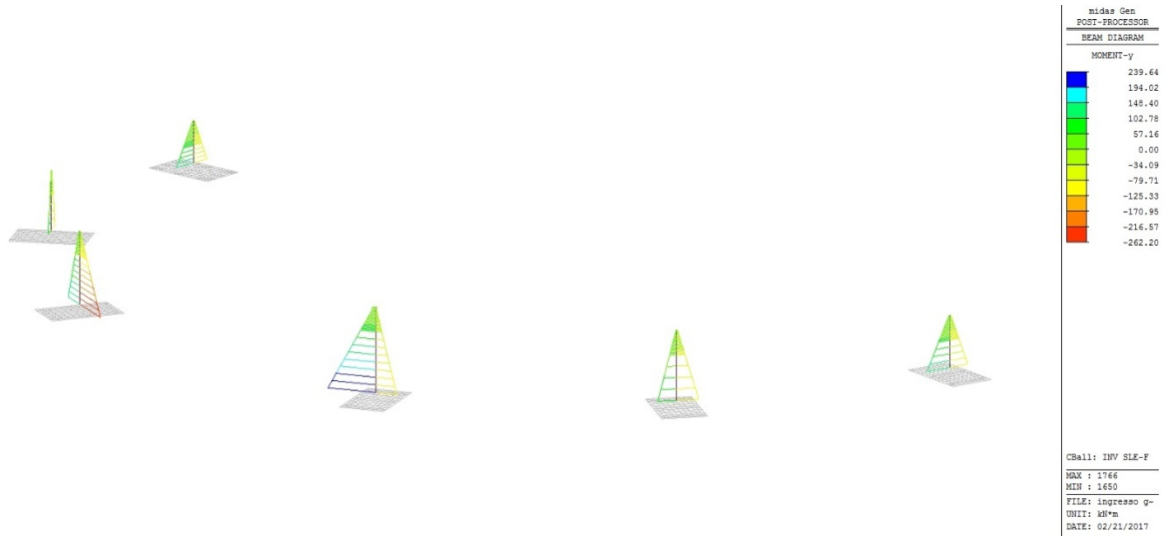


Figura 29 – Momento Flettente SLE F - My

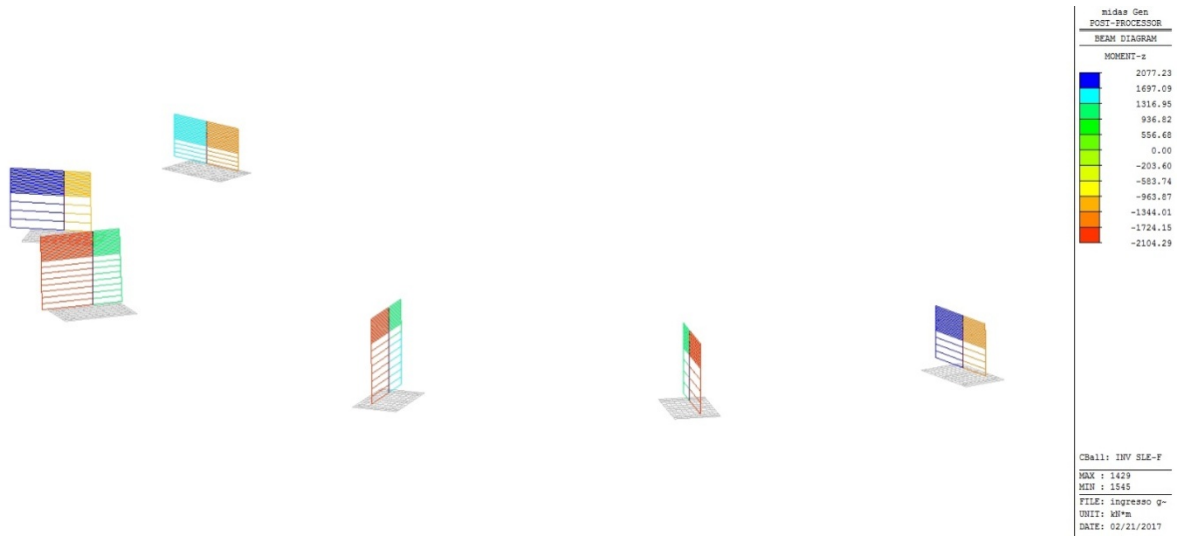


Figura 30 – Momento Flettente SLE F - Mz

9.2 Scarichi in fondazione Pile

Si riportano, di seguito, gli scarichi in fondazione degli elementi strutturali costituenti le Pile del Sovrappasso di Ingresso.

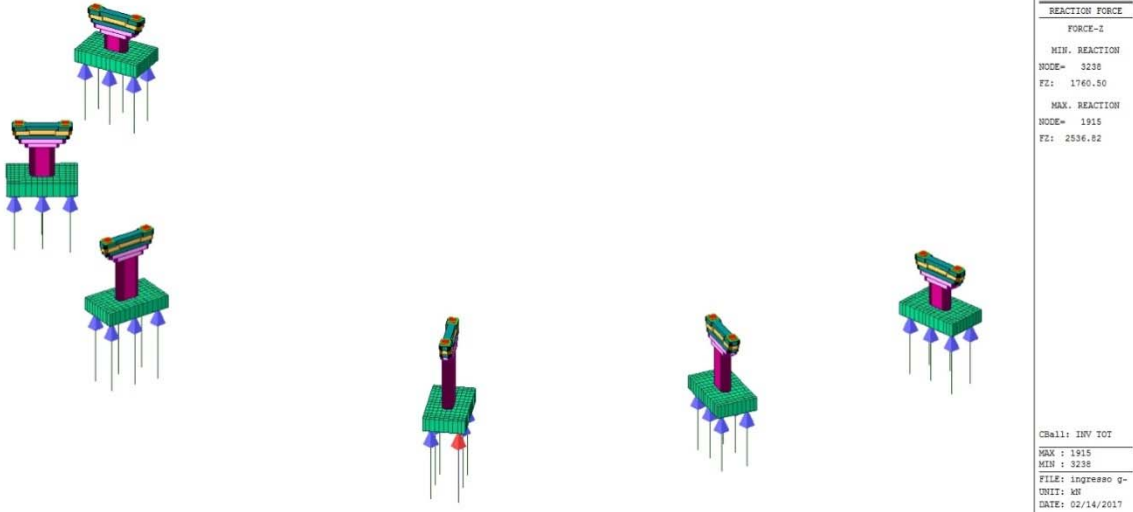


Figura 31 – Scarichi in fondazione

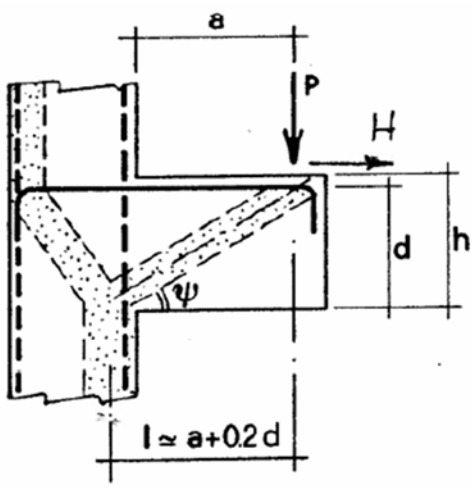
9.3 Verifica dei plinti

Si riportano di seguito i risultati delle verifiche più gravose dei plinti delle Pile, condotte nelle sezioni maggiormente sollecitate con i criteri di verifica precedentemente riportati.

9.3.1 Verifiche SLU

9.3.1.1 Verifiche di resistenza

La verifica viene eseguita facendo riferimento ai modelli fatti di tiranti e puntone descritti al §4.1.2.1.5 delle NTC; Il meccanismo resistente è costituito da un tirante orizzontale inferiore, corrispondente all'armatura tesa realizzata mediante $\Phi 26/10$ sia nella direzione trasversale che nella direzione longitudinale e da un puntone di calcestruzzo inclinato.

Resistenza di elementi tozzi, nelle zone diffusive e nei nodi - C4.1.2.1.5		
	P_{Ed}	2536.82 [kN]
	H_{Ed}	0 [kN]
	a	2.1 [m]
	b	2.3 [m]
	h	1.5 [m]
	c	0.07 [m]
	d	1.43 [m]
	l	2.386 [m]
	λ	1.85 [-]
	ϕ	26 [mm]
	n_{ϕ}	23 [-]
	A_s	12211.4 [mm ²]
	f_{yd}	391.30 [MPa]
	f_{cd}	15.87 [MPa]
	c	1 [-]
P_{Ed}	≤	P_{Rs} 2577.43 [kN]
		≤
		P_{Rc} 4704.54 [kN]

$A_{s\text{long}}$	10123.7 [mm ²]	$A_{s\text{trasv}}$	6828.51 [mm ²]
ϕ_{long}	26 [mm]	ϕ_{trasv}	26 [mm]
$n_{\phi\text{long}}$	23 [-]	$n_{\phi\text{trasv}}$	23 [-]
$A_{s\text{long}, d}$	12211.4 [mm ²]	$A_{s\text{itrasv}, d}$	12211.4 [mm ²]

Figura 32 – Verifica Tirante Puntone Plinti Pile

9.4 Verifica del fusto

Si riportano di seguito, i risultati delle verifiche più gravose agli SLU e SLE dei fusti delle pile, condotte nelle sezioni maggiormente sollecitate con i criteri di verifica precedentemente riportati.

9.4.1 Verifiche SLU

9.4.1.1 Verifiche a pressoflessione deviata

Per ciascuna pila sono state considerate tutte le permutazioni possibili relative ai valori di sforzo normale e momento flettente nelle due direzioni, con riferimento ai 6 involucri SLU statici ed all' involuppo SLV in condizioni sismiche. Le sollecitazioni indotte dalle forze d'attrito degli isolatori, in condizioni sismiche sono già contemplate nei risultati dell' analisi non lineare svolta, mentre, per le combinazioni statiche, sono state calcolate manualmente e sommate alle sollecitazioni derivanti dal modello di calcolo. La tabella seguente riporta tutte le terne di sollecitazione considerate per le verifiche a pressoflessione deviata.

	Elem		COMB	Axial (kN)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
SLV	1418	Nmin,Mymax,Mzmax	P7 1	2858.2	1165	1457
	1418	Nmax,Mymin,Mzmin	P7 2	5015.2	-1143	-1347
	1418	Nmin,Mymax,Mzmin	P7 3	2858.2	1165	-1347
	1418	Nmin,Mymin,Mzmax	P7 4	2858.2	-1143	1457
	1418	Nmin,Mymax,Mzmin	P7 5	2858.2	-1143	-1347
	1418	Nmax,Mymax,Mzmax	P7 6	5015.2	1165	1457
	1418	Nmax,Mymax,Mzmin	P7 7	5015.2	1165	-1347
	1418	Nmax,Mymin,Mzmax	P7 8	5015.2	-1143	1457
SLU1	1418	Nmin,Mymax,Mzmax	P7 9	4613.3	1334	4885
	1418	Nmax,Mymin,Mzmin	P7 10	8159.0	-1292	-4797
	1418	Nmin,Mymax,Mzmin	P7 11	4613.3	1334	-4797
	1418	Nmin,Mymin,Mzmax	P7 12	4613.3	-1292	4885
	1418	Nmin,Mymax,Mzmin	P7 13	4613.3	-1292	-4797
	1418	Nmax,Mymax,Mzmax	P7 14	8159.0	1334	4885
	1418	Nmax,Mymax,Mzmin	P7 15	8159.0	1334	-4797
	1418	Nmax,Mymin,Mzmax	P7 16	8159.0	-1292	4885
SLU2	1418	Nmin,Mymax,Mzmax	P7 17	4749.3	1609	3670
	1418	Nmax,Mymin,Mzmin	P7 18	6721.2	-1572	-3607
	1418	Nmin,Mymax,Mzmin	P7 19	4749.3	1609	-3607
	1418	Nmin,Mymin,Mzmax	P7 20	4749.3	-1572	3670
	1418	Nmin,Mymax,Mzmin	P7 21	4749.3	-1572	-3607
	1418	Nmax,Mymax,Mzmax	P7 22	6721.2	1609	3670
	1418	Nmax,Mymax,Mzmin	P7 23	6721.2	1609	-3607
	1418	Nmax,Mymin,Mzmax	P7 24	6721.2	-1572	3670
SLU3	1418	Nmin,Mymax,Mzmax	P7 25	4751.6	1325	3145
	1418	Nmax,Mymin,Mzmin	P7 26	6718.9	-1288	-3082
	1418	Nmin,Mymax,Mzmin	P7 27	4751.6	1325	-3082
	1418	Nmin,Mymin,Mzmax	P7 28	4751.6	-1288	3145
	1418	Nmin,Mymax,Mzmin	P7 29	4751.6	-1288	-3082
	1418	Nmax,Mymax,Mzmax	P7 30	6718.9	1325	3145
	1418	Nmax,Mymax,Mzmin	P7 31	6718.9	1325	-3082
	1418	Nmax,Mymin,Mzmax	P7 32	6718.9	-1288	3145
SLU4	1418	Nmin,Mymax,Mzmax	P7 33	4742.3	1291	3203
	1418	Nmax,Mymin,Mzmin	P7 34	6719.2	-2201	-3034
	1418	Nmin,Mymax,Mzmin	P7 35	4742.3	1291	-3034
	1418	Nmin,Mymin,Mzmax	P7 36	4742.3	-2201	3203

	1418	Nmin,Mymin,Mzmin	P7 37	4742.3	-2201	-3034
	1418	Nmax,Mymax,Mzmax	P7 38	6719.2	1291	3203
	1418	Nmax,Mymax,Mzmin	P7 39	6719.2	1291	-3034
	1418	Nmax,Mymin,Mzmax	P7 40	6719.2	-2201	3203
SLU5	1418	Nmin,Mymax,Mzmax	P7 41	4748.1	1137	3239
	1418	Nmax,Mymin,Mzmin	P7 42	6713.3	-1411	-2891
	1418	Nmin,Mymax,Mzmin	P7 43	4748.1	1137	-2891
	1418	Nmin,Mymin,Mzmax	P7 44	4748.1	-1411	3239
	1418	Nmin,Mymin,Mzmin	P7 45	4748.1	-1411	-2891
	1418	Nmax,Mymax,Mzmax	P7 46	6713.3	1137	3239
	1418	Nmax,Mymax,Mzmin	P7 47	6713.3	1137	-2891
	1418	Nmax,Mymin,Mzmax	P7 48	6713.3	-1411	3239
SLU6	1418	Nmin,Mymax,Mzmax	P7 49	3672.7	1315	1005
	1418	Nmax,Mymin,Mzmin	P7 50	3683.3	-1288	-972
	1418	Nmin,Mymax,Mzmin	P7 51	3672.7	1315	-972
	1418	Nmin,Mymin,Mzmax	P7 52	3672.7	-1288	1005
	1418	Nmin,Mymin,Mzmin	P7 53	3672.7	-1288	-972
	1418	Nmax,Mymax,Mzmax	P7 54	3683.3	1315	1005
	1418	Nmax,Mymax,Mzmin	P7 55	3683.3	1315	-972
	1418	Nmax,Mymin,Mzmax	P7 56	3683.3	-1288	1005
SLV	1534	Nmin,Mymax,Mzmax	P8 1	2442.8	1492	2280
	1534	Nmax,Mymin,Mzmin	P8 2	4672.5	-1391	-1300
	1534	Nmin,Mymax,Mzmin	P8 3	2442.8	1492	-1300
	1534	Nmin,Mymin,Mzmax	P8 4	2442.8	-1391	2280
	1534	Nmin,Mymin,Mzmin	P8 5	2442.8	-1391	-1300
	1534	Nmax,Mymax,Mzmax	P8 6	4672.5	1492	2280
	1534	Nmax,Mymax,Mzmin	P8 7	4672.5	1492	-1300
	1534	Nmax,Mymin,Mzmax	P8 8	4672.5	-1391	2280
SLU1	1534	Nmin,Mymax,Mzmax	P8 9	3874.5	1396	5266
	1534	Nmax,Mymin,Mzmin	P8 10	7772.5	-1408	-3677
	1534	Nmin,Mymax,Mzmin	P8 11	3874.5	1396	-3677
	1534	Nmin,Mymin,Mzmax	P8 12	3874.5	-1408	5266
	1534	Nmin,Mymin,Mzmin	P8 13	3874.5	-1408	-3677
	1534	Nmax,Mymax,Mzmax	P8 14	7772.5	1396	5266
	1534	Nmax,Mymax,Mzmin	P8 15	7772.5	1396	-3677
	1534	Nmax,Mymin,Mzmax	P8 16	7772.5	-1408	5266
SLU2	1534	Nmin,Mymax,Mzmax	P8 17	4201.9	1627	3858
	1534	Nmax,Mymin,Mzmin	P8 18	6349.8	-1638	-2464
	1534	Nmin,Mymax,Mzmin	P8 19	4201.9	1627	-2464
	1534	Nmin,Mymin,Mzmax	P8 20	4201.9	-1638	3858
	1534	Nmin,Mymin,Mzmin	P8 21	4201.9	-1638	-2464
	1534	Nmax,Mymax,Mzmax	P8 22	6349.8	1627	3858
	1534	Nmax,Mymax,Mzmin	P8 23	6349.8	1627	-2464
	1534	Nmax,Mymin,Mzmax	P8 24	6349.8	-1638	3858
SLU3	1534	Nmin,Mymax,Mzmax	P8 25	4205.6	1368	3484
	1534	Nmax,Mymin,Mzmin	P8 26	6346.1	-1379	-2091
	1534	Nmin,Mymax,Mzmin	P8 27	4205.6	1368	-2091
	1534	Nmin,Mymin,Mzmax	P8 28	4205.6	-1379	3484
	1534	Nmin,Mymin,Mzmin	P8 29	4205.6	-1379	-2091
	1534	Nmax,Mymax,Mzmax	P8 30	6346.1	1368	3484
	1534	Nmax,Mymax,Mzmin	P8 31	6346.1	1368	-2091
	1534	Nmax,Mymin,Mzmax	P8 32	6346.1	-1379	3484
SLU4	1534	Nmin,Mymax,Mzmax	P8 33	4195.0	1352	3546
	1534	Nmax,Mymin,Mzmin	P8 34	6344.7	-2231	-2040
	1534	Nmin,Mymax,Mzmin	P8 35	4195.0	1352	-2040
	1534	Nmin,Mymin,Mzmax	P8 36	4195.0	-2231	3546
	1534	Nmin,Mymin,Mzmin	P8 37	4195.0	-2231	-2040

	1534	Nmax,Mymax,Mzmax	P8 38	6344.7	1352	3546
	1534	Nmax,Mymax,Mzmin	P8 39	6344.7	1352	-2040
	1534	Nmax,Mymin,Mzmax	P8 40	6344.7	-2231	3546
SLU5	1534	Nmin,Mymax,Mzmax	P8 41	4201.4	1184	3445
	1534	Nmax,Mymin,Mzmin	P8 42	6341.1	-1531	-2027
	1534	Nmin,Mymax,Mzmin	P8 43	4201.4	1184	-2027
	1534	Nmin,Mymin,Mzmax	P8 44	4201.4	-1531	3445
	1534	Nmin,Mymin,Mzmin	P8 45	4201.4	-1531	-2027
	1534	Nmax,Mymax,Mzmax	P8 46	6341.1	1184	3445
	1534	Nmax,Mymax,Mzmin	P8 47	6341.1	1184	-2027
	1534	Nmax,Mymin,Mzmax	P8 48	6341.1	-1531	3445
SLU6	1534	Nmin,Mymax,Mzmax	P8 49	3401.5	1369	1240
	1534	Nmax,Mymin,Mzmin	P8 50	3416.2	-1377	-300
	1534	Nmin,Mymax,Mzmin	P8 51	3401.5	1369	-300
	1534	Nmin,Mymin,Mzmax	P8 52	3401.5	-1377	1240
	1534	Nmin,Mymin,Mzmin	P8 53	3401.5	-1377	-300
	1534	Nmax,Mymax,Mzmax	P8 54	3416.2	1369	1240
	1534	Nmax,Mymax,Mzmin	P8 55	3416.2	1369	-300
	1534	Nmax,Mymin,Mzmax	P8 56	3416.2	-1377	1240
SLV	1650	Nmin,Mymax,Mzmax	P9 1	4577.6	2175	2081
	1650	Nmax,Mymin,Mzmin	P9 2	6488.9	-2261	-2913
	1650	Nmin,Mymax,Mzmin	P9 3	4577.6	2175	-2913
	1650	Nmin,Mymin,Mzmax	P9 4	4577.6	-2261	2081
	1650	Nmin,Mymin,Mzmin	P9 5	4577.6	-2261	-2913
	1650	Nmax,Mymax,Mzmax	P9 6	6488.9	2175	2081
	1650	Nmax,Mymax,Mzmin	P9 7	6488.9	2175	-2913
	1650	Nmax,Mymin,Mzmax	P9 8	6488.9	-2261	2081
SLU1	1650	Nmin,Mymax,Mzmax	P9 9	6715.0	2975	4559
	1650	Nmax,Mymin,Mzmin	P9 10	10951.7	-3173	-5905
	1650	Nmin,Mymax,Mzmin	P9 11	6715.0	2975	-5905
	1650	Nmin,Mymin,Mzmax	P9 12	6715.0	-3173	4559
	1650	Nmin,Mymin,Mzmin	P9 13	6715.0	-3173	-5905
	1650	Nmax,Mymax,Mzmax	P9 14	10951.7	2975	4559
	1650	Nmax,Mymax,Mzmin	P9 15	10951.7	2975	-5905
	1650	Nmax,Mymin,Mzmax	P9 16	10951.7	-3173	4559
SLU2	1650	Nmin,Mymax,Mzmax	P9 17	6940.0	3686	3717
	1650	Nmax,Mymin,Mzmin	P9 18	9247.5	-3866	-4866
	1650	Nmin,Mymax,Mzmin	P9 19	6940.0	3686	-4866
	1650	Nmin,Mymin,Mzmax	P9 20	6940.0	-3866	3717
	1650	Nmin,Mymin,Mzmin	P9 21	6940.0	-3866	-4866
	1650	Nmax,Mymax,Mzmax	P9 22	9247.5	3686	3717
	1650	Nmax,Mymax,Mzmin	P9 23	9247.5	3686	-4866
	1650	Nmax,Mymin,Mzmax	P9 24	9247.5	-3866	3717
SLU3	1650	Nmin,Mymax,Mzmax	P9 25	6953.7	2938	2991
	1650	Nmax,Mymin,Mzmin	P9 26	9233.8	-3119	-4140
	1650	Nmin,Mymax,Mzmin	P9 27	6953.7	2938	-4140
	1650	Nmin,Mymin,Mzmax	P9 28	6953.7	-3119	2991
	1650	Nmin,Mymin,Mzmin	P9 29	6953.7	-3119	-4140
	1650	Nmax,Mymax,Mzmax	P9 30	9233.8	2938	2991
	1650	Nmax,Mymax,Mzmin	P9 31	9233.8	2938	-4140
	1650	Nmax,Mymin,Mzmax	P9 32	9233.8	-3119	2991
SLU4	1650	Nmin,Mymax,Mzmax	P9 33	6943.8	4842	2884
	1650	Nmax,Mymin,Mzmin	P9 34	9233.0	-3104	-4139
	1650	Nmin,Mymax,Mzmin	P9 35	6943.8	4842	-4139
	1650	Nmin,Mymin,Mzmax	P9 36	6943.8	-3104	2884
	1650	Nmin,Mymin,Mzmin	P9 37	6943.8	-3104	-4139
	1650	Nmax,Mymax,Mzmax	P9 38	9233.0	4842	2884

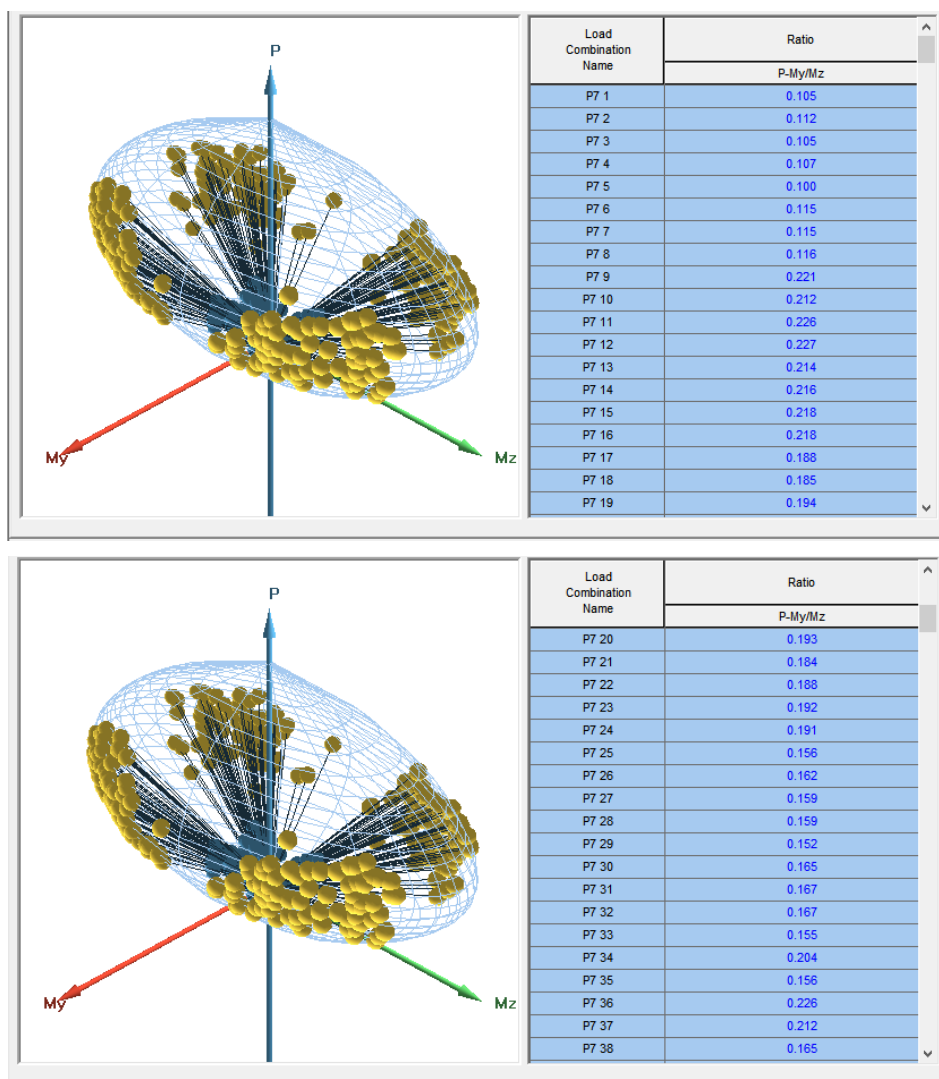
	1650	Nmax,Mymax,Mzmin	P9 39	9233.0	4842	-4139
	1650	Nmax,Mymin,Mzmax	P9 40	9233.0	-3104	2884
SLU5	1650	Nmin,Mymax,Mzmax	P9 41	6961.4	3218	3128
	1650	Nmax,Mymin,Mzmin	P9 42	9239.4	-2810	-3785
	1650	Nmin,Mymax,Mzmin	P9 43	6961.4	3218	-3785
	1650	Nmin,Mymin,Mzmax	P9 44	6961.4	-2810	3128
	1650	Nmin,Mymin,Mzmin	P9 45	6961.4	-2810	-3785
	1650	Nmax,Mymax,Mzmax	P9 46	9239.4	3218	3128
	1650	Nmax,Mymax,Mzmin	P9 47	9239.4	3218	-3785
	1650	Nmax,Mymin,Mzmax	P9 48	9239.4	-2810	3128
SLU6	1650	Nmin,Mymax,Mzmax	P9 49	5362.0	3136	1170
	1650	Nmax,Mymin,Mzmin	P9 50	5402.7	-3259	-1898
	1650	Nmin,Mymax,Mzmin	P9 51	5362.0	3136	-1898
	1650	Nmin,Mymin,Mzmax	P9 52	5362.0	-3259	1170
	1650	Nmin,Mymin,Mzmin	P9 53	5362.0	-3259	-1898
	1650	Nmax,Mymax,Mzmax	P9 54	5402.7	3136	1170
	1650	Nmax,Mymax,Mzmin	P9 55	5402.7	3136	-1898
	1650	Nmax,Mymin,Mzmax	P9 56	5402.7	-3259	1170
SLV	1766	Nmin,Mymax,Mzmax	P10 1	4647.3	2718	2287
	1766	Nmax,Mymin,Mzmin	P10 2	6543.5	-2658	-2676
	1766	Nmin,Mymax,Mzmin	P10 3	4647.3	2718	-2676
	1766	Nmin,Mymin,Mzmax	P10 4	4647.3	-2658	2287
	1766	Nmin,Mymin,Mzmin	P10 5	4647.3	-2658	-2676
	1766	Nmax,Mymax,Mzmax	P10 6	6543.5	2718	2287
	1766	Nmax,Mymax,Mzmin	P10 7	6543.5	2718	-2676
	1766	Nmax,Mymin,Mzmax	P10 8	6543.5	-2658	2287
SLU1	1766	Nmin,Mymax,Mzmax	P10 9	6869.8	3346	4605
	1766	Nmax,Mymin,Mzmin	P10 10	11092.1	-3133	-5210
	1766	Nmin,Mymax,Mzmin	P10 11	6869.8	3346	-5210
	1766	Nmin,Mymin,Mzmax	P10 12	6869.8	-3133	4605
	1766	Nmin,Mymin,Mzmin	P10 13	6869.8	-3133	-5210
	1766	Nmax,Mymax,Mzmax	P10 14	11092.1	3346	4605
	1766	Nmax,Mymax,Mzmin	P10 15	11092.1	3346	-5210
	1766	Nmax,Mymin,Mzmax	P10 16	11092.1	-3133	4605
SLU2	1766	Nmin,Mymax,Mzmax	P10 17	7091.9	3927	3661
	1766	Nmax,Mymin,Mzmin	P10 18	9383.9	-3732	-4168
	1766	Nmin,Mymax,Mzmin	P10 19	7091.9	3927	-4168
	1766	Nmin,Mymin,Mzmax	P10 20	7091.9	-3732	3661
	1766	Nmin,Mymin,Mzmin	P10 21	7091.9	-3732	-4168
	1766	Nmax,Mymax,Mzmax	P10 22	9383.9	3927	3661
	1766	Nmax,Mymax,Mzmin	P10 23	9383.9	3927	-4168
	1766	Nmax,Mymin,Mzmax	P10 24	9383.9	-3732	3661
SLU3	1766	Nmin,Mymax,Mzmax	P10 25	7103.9	3285	3061
	1766	Nmax,Mymin,Mzmin	P10 26	9371.9	-3090	-3568
	1766	Nmin,Mymax,Mzmin	P10 27	7103.9	3285	-3568
	1766	Nmin,Mymin,Mzmax	P10 28	7103.9	-3090	3061
	1766	Nmin,Mymin,Mzmin	P10 29	7103.9	-3090	-3568
	1766	Nmax,Mymax,Mzmax	P10 30	9371.9	3285	3061
	1766	Nmax,Mymax,Mzmin	P10 31	9371.9	3285	-3568
	1766	Nmax,Mymin,Mzmax	P10 32	9371.9	-3090	3061
SLU4	1766	Nmin,Mymax,Mzmax	P10 33	7104.9	5393	3020
	1766	Nmax,Mymin,Mzmin	P10 34	9383.0	-3080	-3450
	1766	Nmin,Mymax,Mzmin	P10 35	7104.9	5393	-3450
	1766	Nmin,Mymin,Mzmax	P10 36	7104.9	-3080	3020
	1766	Nmin,Mymin,Mzmin	P10 37	7104.9	-3080	-3450
	1766	Nmax,Mymax,Mzmax	P10 38	9383.0	5393	3020
	1766	Nmax,Mymax,Mzmin	P10 39	9383.0	5393	-3450

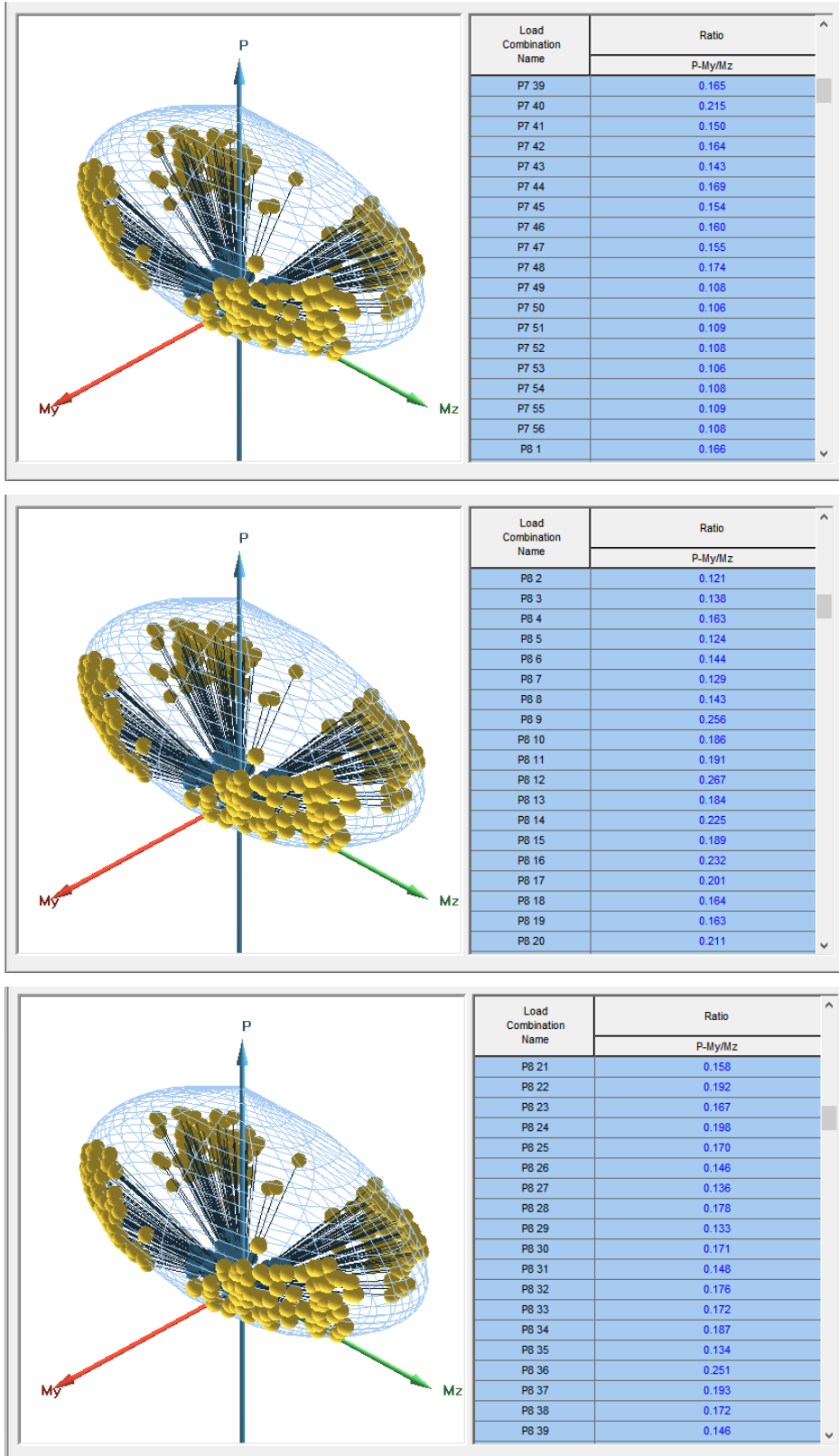
	1766	Nmax,Mymin,Mzmax	P10 40	9383.0	-3080	3020
SLU5	1766	Nmin,Mymax,Mzmax	P10 41	7113.5	3251	3494
	1766	Nmax,Mymin,Mzmin	P10 42	9380.0	-3100	-2903
	1766	Nmin,Mymax,Mzmin	P10 43	7113.5	3251	-2903
	1766	Nmin,Mymin,Mzmax	P10 44	7113.5	-3100	3494
	1766	Nmin,Mymin,Mzmin	P10 45	7113.5	-3100	-2903
	1766	Nmax,Mymax,Mzmax	P10 46	9380.0	3251	3494
	1766	Nmax,Mymax,Mzmin	P10 47	9380.0	3251	-2903
	1766	Nmax,Mymin,Mzmax	P10 48	9380.0	-3100	3494
SLU6	1766	Nmin,Mymax,Mzmax	P10 49	5463.2	3385	1206
	1766	Nmax,Mymin,Mzmin	P10 50	5508.9	-3252	-1526
	1766	Nmin,Mymax,Mzmin	P10 51	5463.2	3385	-1526
	1766	Nmin,Mymin,Mzmax	P10 52	5463.2	-3252	1206
	1766	Nmin,Mymin,Mzmin	P10 53	5463.2	-3252	-1526
	1766	Nmax,Mymax,Mzmax	P10 54	5508.9	3385	1206
	1766	Nmax,Mymax,Mzmin	P10 55	5508.9	3385	-1526
	1766	Nmax,Mymin,Mzmax	P10 56	5508.9	-3252	1206
SLV	1882	Nmin,Mymax,Mzmax	P11 1	2468.1	1789	1401
	1882	Nmax,Mymin,Mzmin	P11 2	4709.0	-1907	-2405
	1882	Nmin,Mymax,Mzmin	P11 3	2468.1	1789	-2405
	1882	Nmin,Mymin,Mzmax	P11 4	2468.1	-1907	1401
	1882	Nmin,Mymin,Mzmin	P11 5	2468.1	-1907	-2405
	1882	Nmax,Mymax,Mzmax	P11 6	4709.0	1789	1401
	1882	Nmax,Mymax,Mzmin	P11 7	4709.0	1789	-2405
	1882	Nmax,Mymin,Mzmax	P11 8	4709.0	-1907	1401
SLU1	1882	Nmin,Mymax,Mzmax	P11 9	3968.7	1667	4427
	1882	Nmax,Mymin,Mzmin	P11 10	7879.5	-1694	-5666
	1882	Nmin,Mymax,Mzmin	P11 11	3968.7	1667	-5666
	1882	Nmin,Mymin,Mzmax	P11 12	3968.7	-1694	4427
	1882	Nmin,Mymin,Mzmin	P11 13	3968.7	-1694	-5666
	1882	Nmax,Mymax,Mzmax	P11 14	7879.5	1667	4427
	1882	Nmax,Mymax,Mzmin	P11 15	7879.5	1667	-5666
	1882	Nmax,Mymin,Mzmax	P11 16	7879.5	-1694	4427
SLU2	1882	Nmin,Mymax,Mzmax	P11 17	4290.9	1965	3587
	1882	Nmax,Mymin,Mzmin	P11 18	6463.1	-1989	-4678
	1882	Nmin,Mymax,Mzmin	P11 19	4290.9	1965	-4678
	1882	Nmin,Mymin,Mzmax	P11 20	4290.9	-1989	3587
	1882	Nmin,Mymin,Mzmin	P11 21	4290.9	-1989	-4678
	1882	Nmax,Mymax,Mzmax	P11 22	6463.1	1965	3587
	1882	Nmax,Mymax,Mzmin	P11 23	6463.1	1965	-4678
	1882	Nmax,Mymin,Mzmax	P11 24	6463.1	-1989	3587
SLU3	1882	Nmin,Mymax,Mzmax	P11 25	4299.5	1639	2827
	1882	Nmax,Mymin,Mzmin	P11 26	6454.5	-1663	-3919
	1882	Nmin,Mymax,Mzmin	P11 27	4299.5	1639	-3919
	1882	Nmin,Mymin,Mzmax	P11 28	4299.5	-1663	2827
	1882	Nmin,Mymin,Mzmin	P11 29	4299.5	-1663	-3919
	1882	Nmax,Mymax,Mzmax	P11 30	6454.5	1639	2827
	1882	Nmax,Mymax,Mzmin	P11 31	6454.5	1639	-3919
	1882	Nmax,Mymin,Mzmax	P11 32	6454.5	-1663	2827
SLU4	1882	Nmin,Mymax,Mzmax	P11 33	4298.9	2624	2892
	1882	Nmax,Mymin,Mzmin	P11 34	6463.6	-1647	-3860
	1882	Nmin,Mymax,Mzmin	P11 35	4298.9	2624	-3860
	1882	Nmin,Mymin,Mzmax	P11 36	4298.9	-1647	2892
	1882	Nmin,Mymin,Mzmin	P11 37	4298.9	-1647	-3860
	1882	Nmax,Mymax,Mzmax	P11 38	6463.6	2624	2892
	1882	Nmax,Mymax,Mzmin	P11 39	6463.6	2624	-3860
	1882	Nmax,Mymin,Mzmax	P11 40	6463.6	-1647	2892

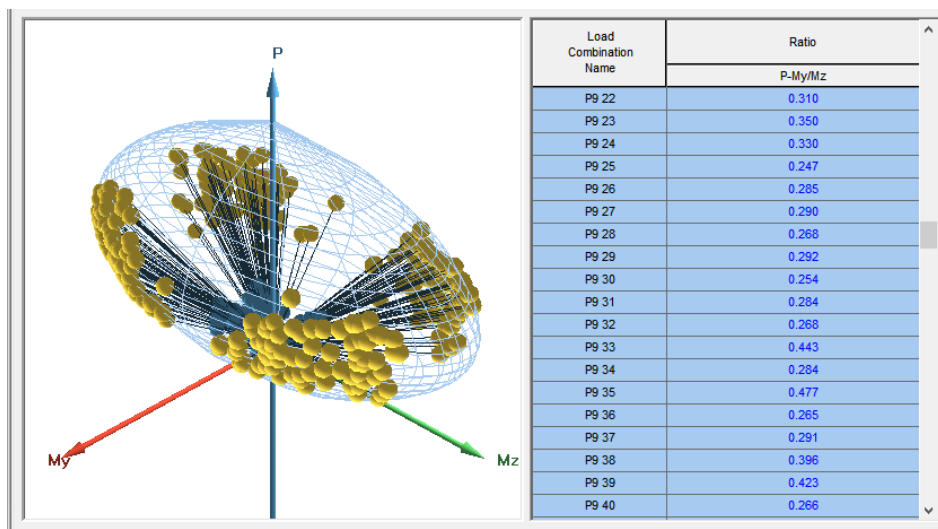
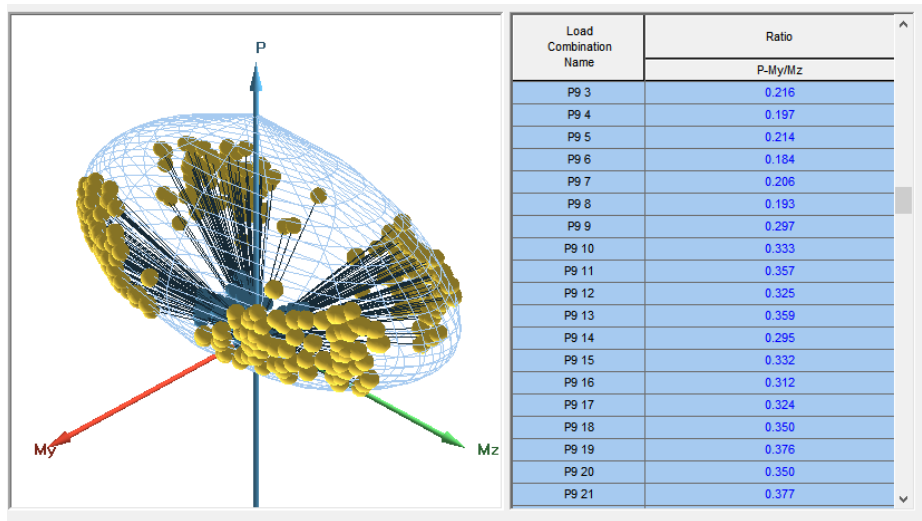
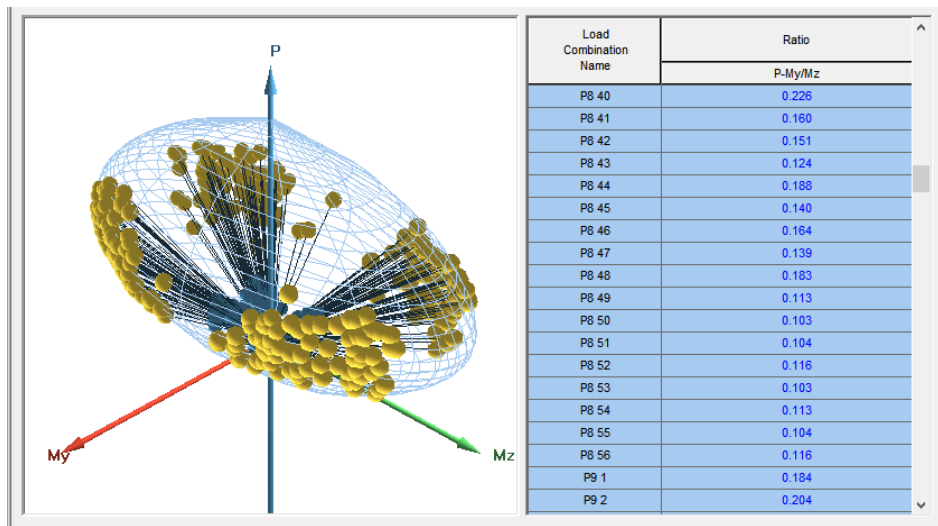
SLU5	1882	Nmin,Mymax,Mzmax	P11 41	4300.4	1473	3026
	1882	Nmax,Mymin,Mzmin	P11 42	6454.5	-1794	-3606
	1882	Nmin,Mymax,Mzmin	P11 43	4300.4	1473	-3606
	1882	Nmin,Mymin,Mzmax	P11 44	4300.4	-1794	3026
	1882	Nmin,Mymin,Mzmin	P11 45	4300.4	-1794	-3606
	1882	Nmax,Mymax,Mzmax	P11 46	6454.5	1473	3026
	1882	Nmax,Mymax,Mzmin	P11 47	6454.5	1473	-3606
	1882	Nmax,Mymin,Mzmax	P11 48	6454.5	-1794	3026
SLU6	1882	Nmin,Mymax,Mzmax	P11 49	3472.6	1653	983
	1882	Nmax,Mymin,Mzmin	P11 50	3496.9	-1669	-1725
	1882	Nmin,Mymax,Mzmin	P11 51	3472.6	1653	-1725
	1882	Nmin,Mymin,Mzmax	P11 52	3472.6	-1669	983
	1882	Nmin,Mymin,Mzmin	P11 53	3472.6	-1669	-1725
	1882	Nmax,Mymax,Mzmax	P11 54	3496.9	1653	983
	1882	Nmax,Mymax,Mzmin	P11 55	3496.9	1653	-1725
	1882	Nmax,Mymin,Mzmax	P11 56	3496.9	-1669	983
SLV	1998	Nmin,Mymax,Mzmax	P12 1	2914.0	1505	1906
	1998	Nmax,Mymin,Mzmin	P12 2	5017.7	-1547	-1400
	1998	Nmin,Mymax,Mzmin	P12 3	2914.0	1505	-1400
	1998	Nmin,Mymin,Mzmax	P12 4	2914.0	-1547	1906
	1998	Nmin,Mymin,Mzmin	P12 5	2914.0	-1547	-1400
	1998	Nmax,Mymax,Mzmax	P12 6	5017.7	1505	1906
	1998	Nmax,Mymax,Mzmin	P12 7	5017.7	1505	-1400
	1998	Nmax,Mymin,Mzmax	P12 8	5017.7	-1547	1906
SLU1	1998	Nmin,Mymax,Mzmax	P12 9	4704.0	1523	5467
	1998	Nmax,Mymin,Mzmin	P12 10	8242.7	-1475	-5008
	1998	Nmin,Mymax,Mzmin	P12 11	4704.0	1523	-5008
	1998	Nmin,Mymin,Mzmax	P12 12	4704.0	-1475	5467
	1998	Nmin,Mymin,Mzmin	P12 13	4704.0	-1475	-5008
	1998	Nmax,Mymax,Mzmax	P12 14	8242.7	1523	5467
	1998	Nmax,Mymax,Mzmin	P12 15	8242.7	1523	-5008
	1998	Nmax,Mymin,Mzmax	P12 16	8242.7	-1475	5467
SLU2	1998	Nmin,Mymax,Mzmax	P12 17	4841.4	1776	4459
	1998	Nmax,Mymin,Mzmin	P12 18	6810.1	-1734	-4038
	1998	Nmin,Mymax,Mzmin	P12 19	4841.4	1776	-4038
	1998	Nmin,Mymin,Mzmax	P12 20	4841.4	-1734	4459
	1998	Nmin,Mymin,Mzmin	P12 21	4841.4	-1734	-4038
	1998	Nmax,Mymax,Mzmax	P12 22	6810.1	1776	4459
	1998	Nmax,Mymax,Mzmin	P12 23	6810.1	1776	-4038
	1998	Nmax,Mymin,Mzmax	P12 24	6810.1	-1734	4459
SLU3	1998	Nmin,Mymax,Mzmax	P12 25	4844.4	1517	3703
	1998	Nmax,Mymin,Mzmin	P12 26	6807.2	-1475	-3282
	1998	Nmin,Mymax,Mzmin	P12 27	4844.4	1517	-3282
	1998	Nmin,Mymin,Mzmax	P12 28	4844.4	-1475	3703
	1998	Nmin,Mymin,Mzmin	P12 29	4844.4	-1475	-3282
	1998	Nmax,Mymax,Mzmax	P12 30	6807.2	1517	3703
	1998	Nmax,Mymax,Mzmin	P12 31	6807.2	1517	-3282
	1998	Nmax,Mymin,Mzmax	P12 32	6807.2	-1475	3703
SLU4	1998	Nmin,Mymax,Mzmax	P12 33	4846.3	2624	3685
	1998	Nmax,Mymin,Mzmin	P12 34	6817.3	-1432	-3232
	1998	Nmin,Mymax,Mzmin	P12 35	4846.3	2624	-3232
	1998	Nmin,Mymin,Mzmax	P12 36	4846.3	-1432	3685
	1998	Nmin,Mymin,Mzmin	P12 37	4846.3	-1432	-3232
	1998	Nmax,Mymax,Mzmax	P12 38	6817.3	2624	3685
	1998	Nmax,Mymax,Mzmin	P12 39	6817.3	2624	-3232
	1998	Nmax,Mymin,Mzmax	P12 40	6817.3	-1432	3685
SLU5	1998	Nmin,Mymax,Mzmax	P12 41	4842.6	1218	3791

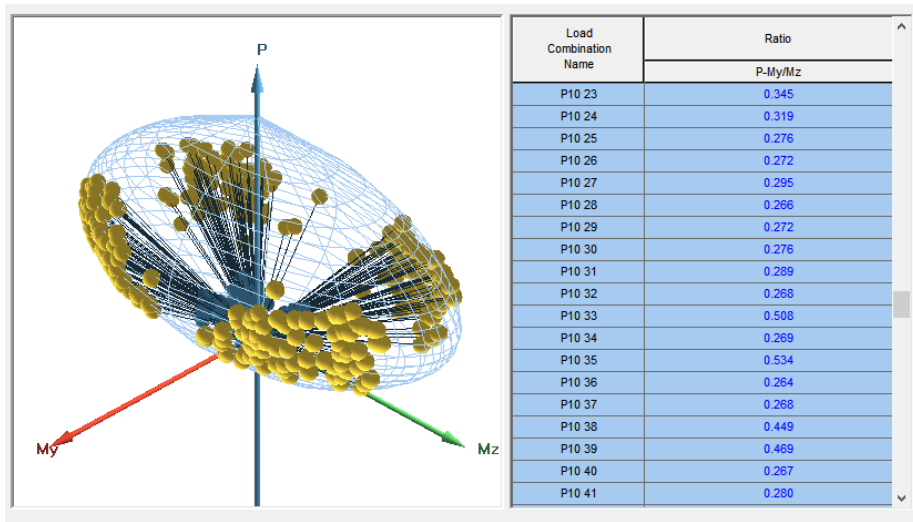
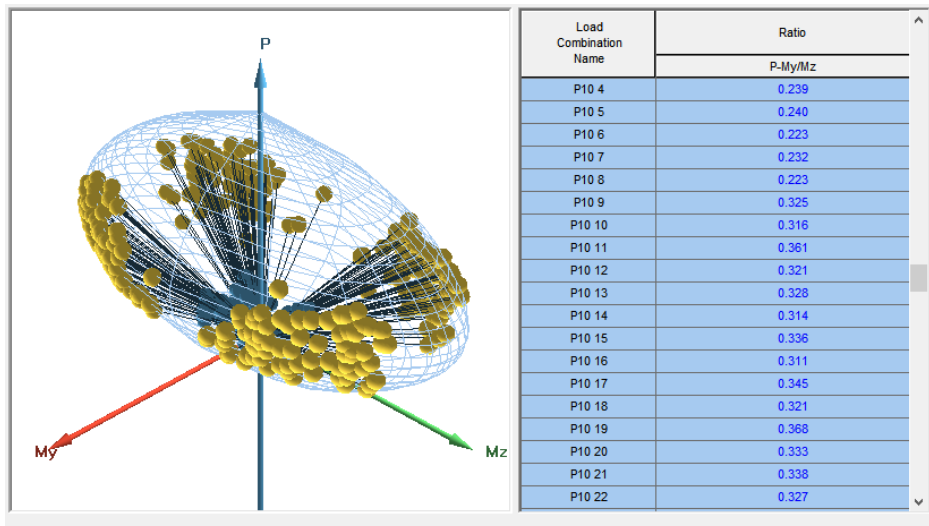
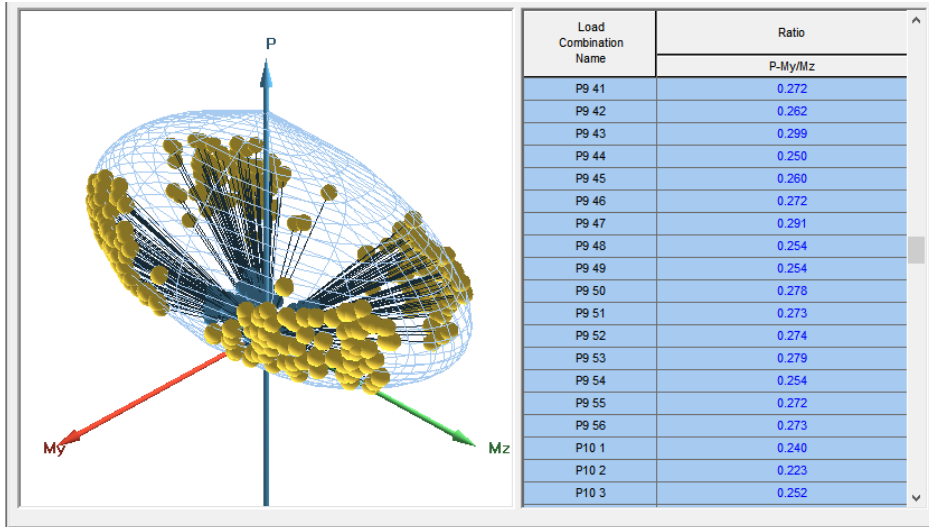
1998	Nmax,Mymin,Mzmin	P12 42	6804.3	-1683	-3087
1998	Nmin,Mymin,Mzmin	P12 43	4842.6	1218	-3087
1998	Nmin,Mymin,Mzmax	P12 44	4842.6	-1683	3791
1998	Nmin,Mymin,Mzmin	P12 45	4842.6	-1683	-3087
1998	Nmax,Mymin,Mzmax	P12 46	6804.3	1218	3791
1998	Nmax,Mymin,Mzmin	P12 47	6804.3	1218	-3087
1998	Nmax,Mymin,Mzmax	P12 48	6804.3	-1683	3791
SLU6	Nmin,Mymin,Mzmax	P12 49	3741.4	1474	1483
1998	Nmax,Mymin,Mzmin	P12 50	3755.3	-1445	-1179
1998	Nmin,Mymin,Mzmin	P12 51	3741.4	1474	-1179
1998	Nmin,Mymin,Mzmax	P12 52	3741.4	-1445	1483
1998	Nmin,Mymin,Mzmin	P12 53	3741.4	-1445	-1179
1998	Nmax,Mymin,Mzmax	P12 54	3755.3	1474	1483
1998	Nmax,Mymin,Mzmin	P12 55	3755.3	1474	-1179
1998	Nmax,Mymin,Mzmax	P12 56	3755.3	-1445	1483

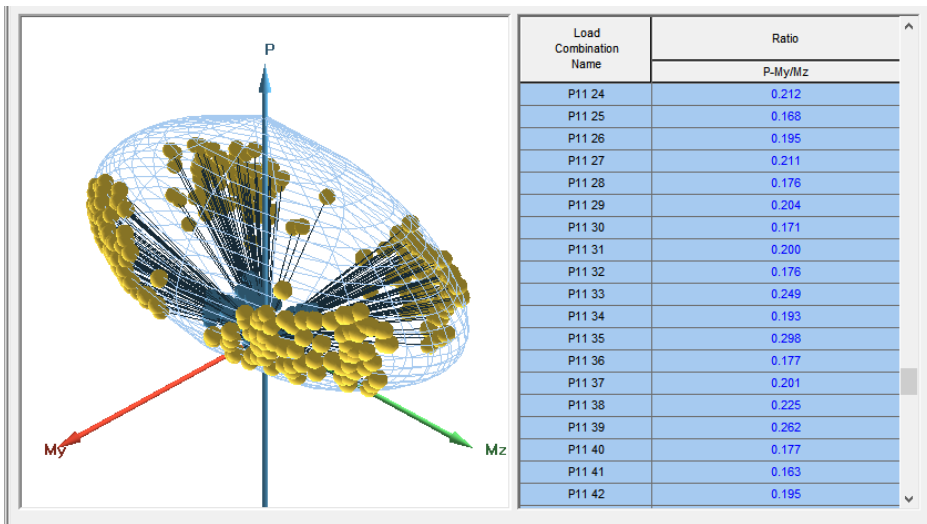
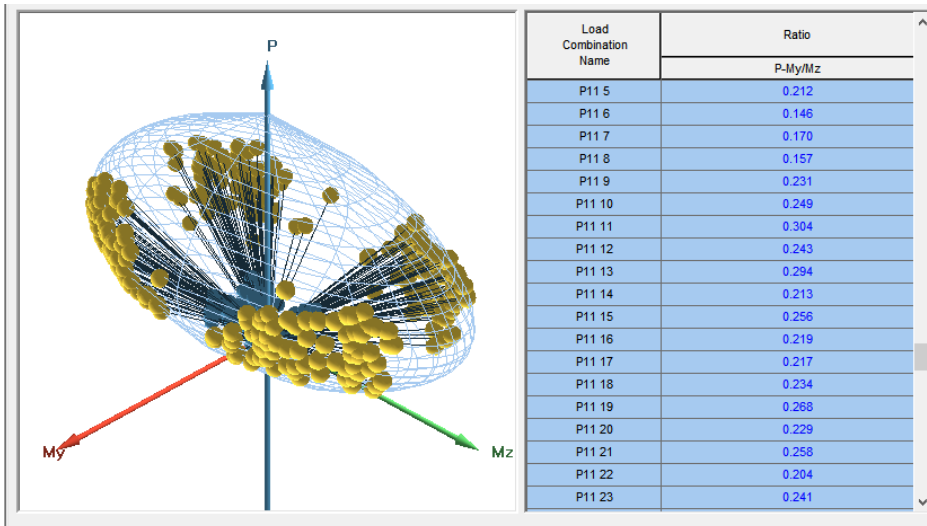
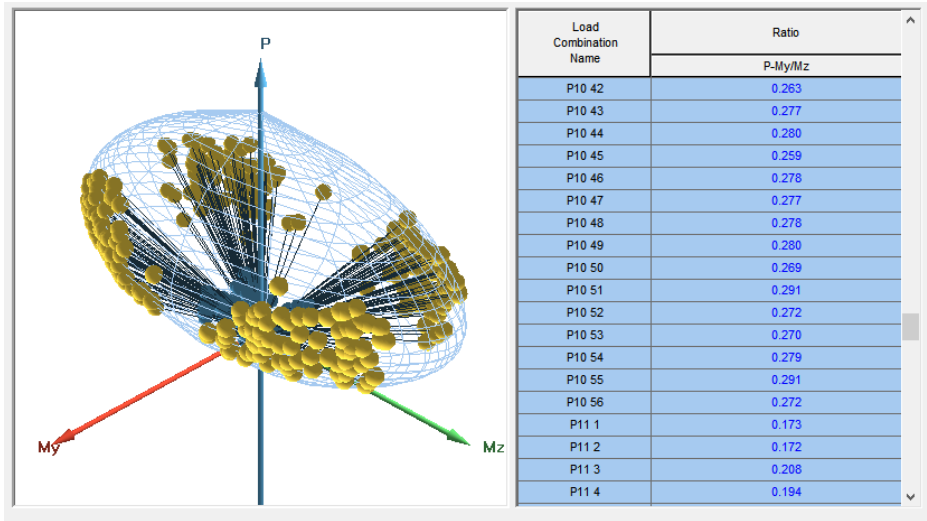
Le verifiche sono state condotte con l'ausilio del software MIDAS GSD. Considerando l'armatura disposta costituita da 32 $\Phi 36$, i risultati delle verifiche sono i seguenti.

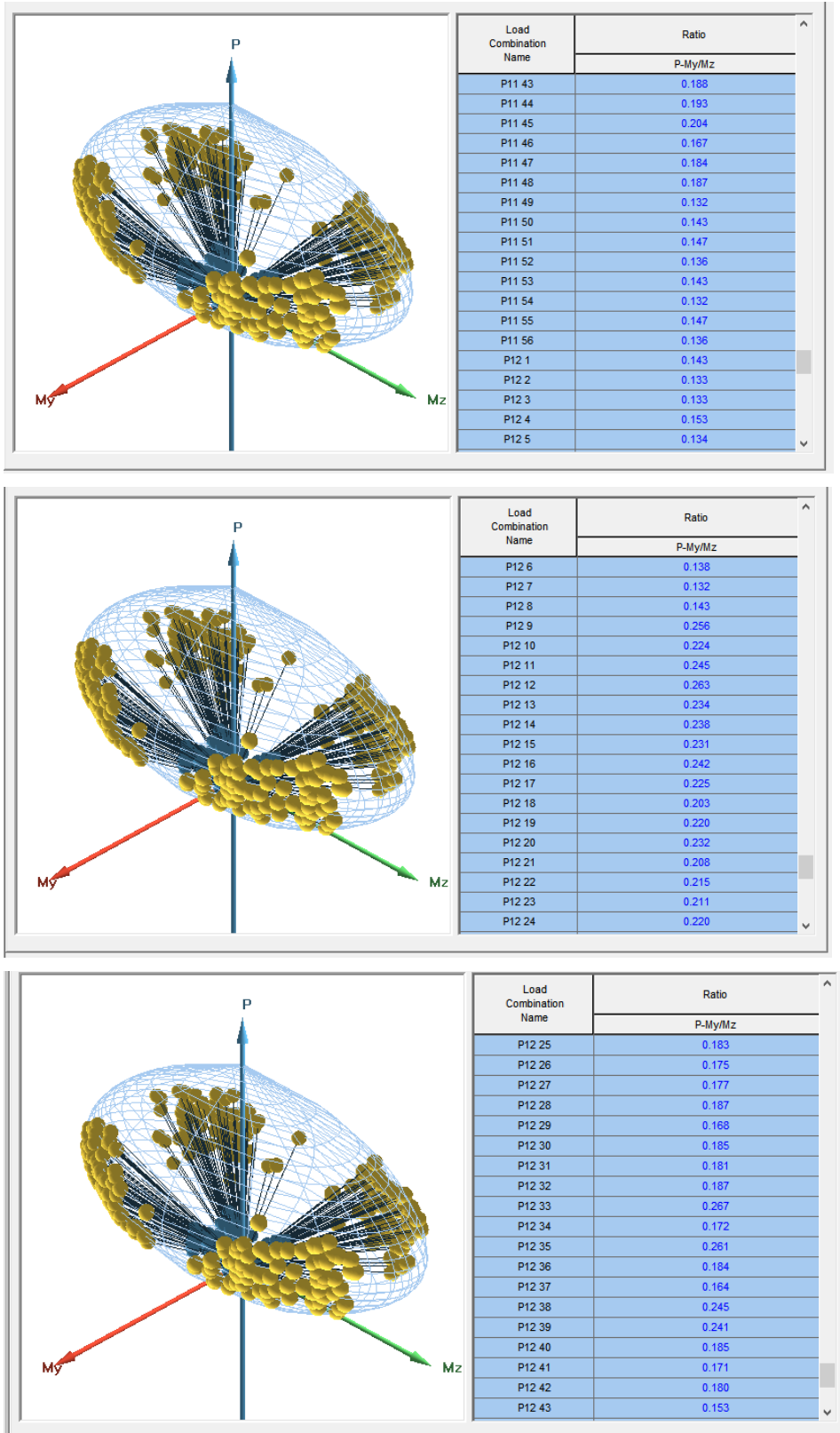


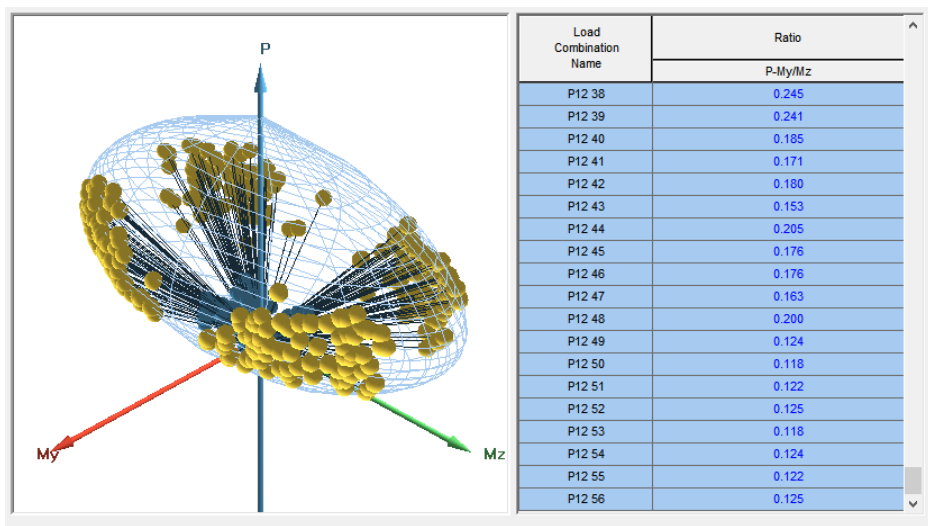






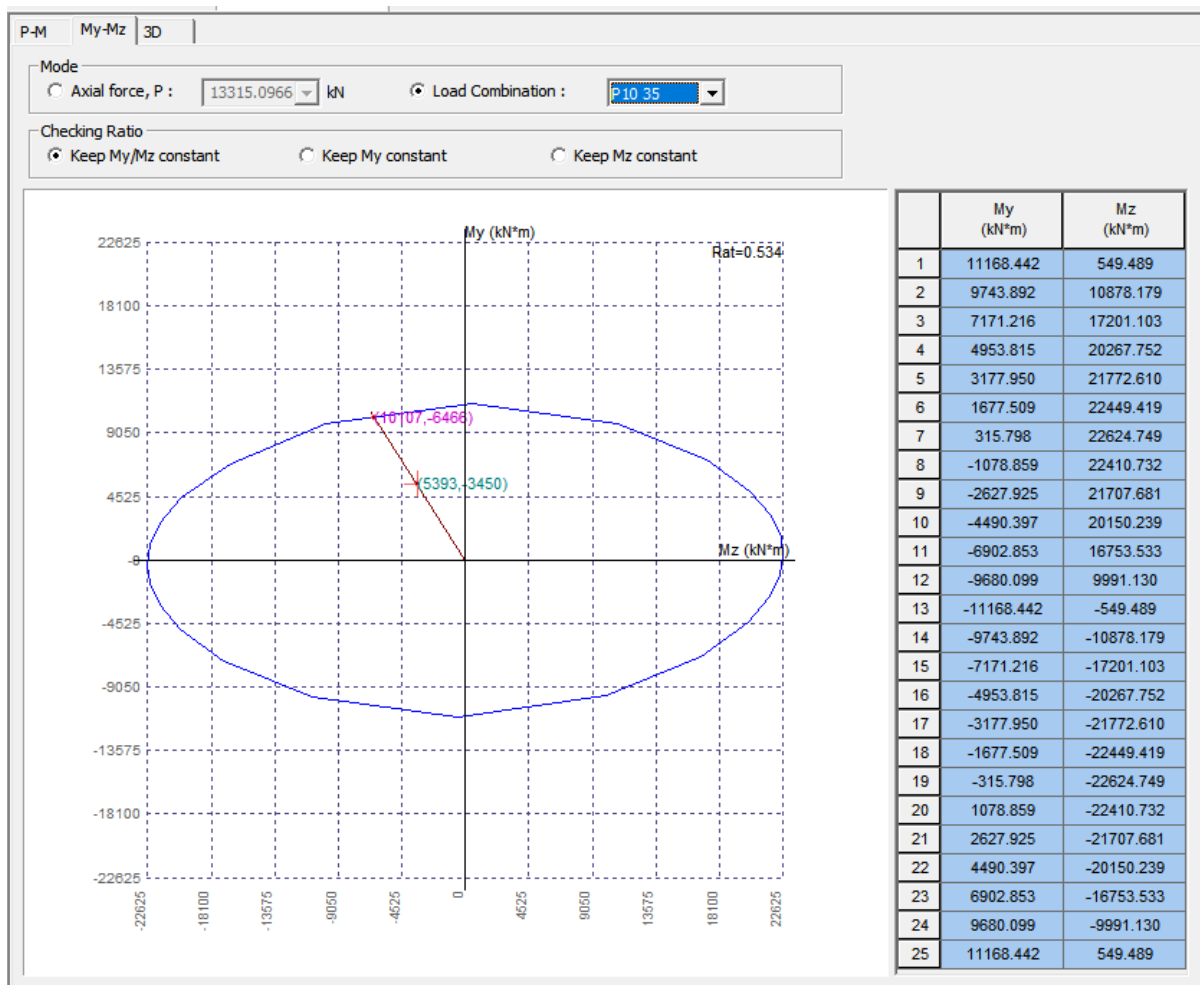


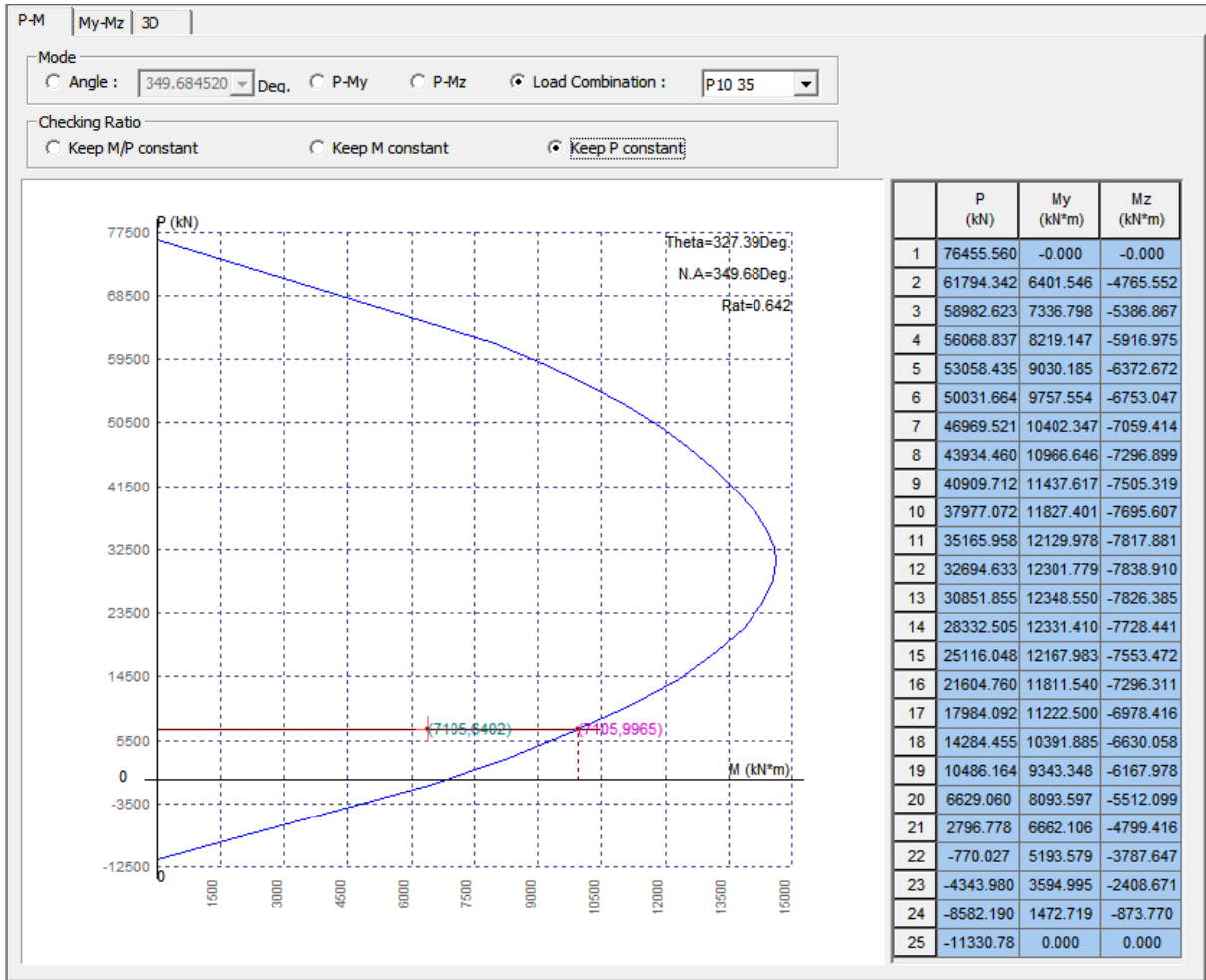




La verifica più gravosa è risultata essere la “P10 35” relativa alla pila P10 nella combinazione SLU4. Si riportano di seguito le immagini dei domini di resistenza relativi a tale verifica.

My/Mz costante



N costante

9.4.1.2 Verifiche a taglio

Si considera un'armatura costituita da staffe $\Phi 16/200$ ed una sezione rettangolare equivalente alla sezione del fusto delle pile. La verifica viene eseguita considerando l'azione di taglio massima tra le combinazioni considerate lungo le due direzioni principali.

Verifiche a taglio - D.M. 14-01-2008	
Materiali	Geometria sezione
Calcestruzzo	b [mm] 1200
Rck [Mpa] 40	h [mm] 2442.5
fck [Mpa] 33.2	c [mm] 70
fcd [Mpa] 18.8	d [mm] 2372.5
Acciaio	Armatura longitudinale
fyk [Mpa] 450	n° barre 32
fyd [Mpa] 391.3	diametro 26
	Area [mm ²] 16981.12
	Armatura trasversale
	Staffe Φ 16
	n° bracci 2
	A _{sw} [mm ²] 401.92
	s [mm] 200
	Sollecitazioni di calcolo
	N _{Ed} [kN] 0
	V _{Ed} [kN] 413.69
	VERIFICA
	Sezione non armata a taglio
	V _{Rd} [kN] 1192.65
	Verificato
	Sezione armata a taglio
	Crisi armatura a taglio
	V _{Rsd} [kN] 4197.72
	V _{Red} [kN] 8311.28
	V _{Rd} [kN] 4197.72
	Verificato

k	1.29
v _{min}	0.30
ρ_l	0.0060
σ_{cp}	0.0000
ν	0.5
(σ_{cp}) [*]	0
α_c	1
ω_{sw}	0.035
cotg θ	3.654
cotg θ [*]	2.500

Figura 33 – Verifica a Taglio – Fy

Verifiche a taglio - D.M. 14-01-2008	
Materiali	Geometria sezione
Calcestruzzo	b [mm] 2442.5
Rck [Mpa] 40	h [mm] 1200
fck [Mpa] 33.2	c [mm] 70
fcd [Mpa] 18.8	d [mm] 1130
Acciaio	Armatura longitudinale
fyk [Mpa] 450	n° barre 32
fyd [Mpa] 391.3	diametro 26
	Area [mm ²] 16981.12
	Armatura trasversale
	Staffe Φ 16
	n° bracci 2
	A _{sw} [mm ²] 401.92
	s [mm] 200
	Sollecitazioni di calcolo
	N _{Ed} [kN] 0
	V _{Ed} [kN] 413.69
	VERIFICA
	Sezione non armata a taglio
	V _{Rd} [kN] 1286.26
	Verificato
	Sezione armata a taglio
	Crisi armatura a taglio
	V _{Rsd} [kN] 1999.33
	V _{Red} [kN] 8057.37
	V _{Rd} [kN] 1999.33
	Verificato

k	1.42
v _{min}	0.34
ρ_l	0.0062
σ_{cp}	0.0000
ν	0.5
(σ_{cp}) [*]	0
α_c	1
ω_{sw}	0.017
cotg θ	5.312
cotg θ [*]	2.500

Figura 34 – Verifica a Taglio – Fz

9.4.2 Verifiche SLE

9.4.2.1 Verifiche a fessurazione

Si riporta nel seguito la verifica a fessurazione eseguita in corrispondenza della sezione maggiormente sollecitata nella combinazione frequente.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Fessurazione Pila Ingresso-rev1

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : Verifica Fessurazione Fusto Pila

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	75	60	26	10.18	-123.93	20.45
2	97.96	55.43	27	10.18	-112.24	37.71
3	117.73	42.43	28	10.18	-94.81	49.13
4	130.43	22.96	29	10.18	-80	52.07
5	135	0	30	10.18	-60	53.2
6	130.43	-22.96	31	10.18	-40	53.2

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 5168.1 kN
M_{xEd} 262.2 kNm
M_{yEd} 2086.2

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali: B450C C32/40

ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

σ_c N/mm²
 σ_c N/mm²
 ϵ_s ‰

Verifica

Precompresso

Figura 35 – Verifica a fessurazione

Come si vede, $\sigma_c < f_{ctm}/1.2$, per cui la sezione è verificata nei confronti dello stato limite di formazione delle fessure.

9.4.2.2 Verifiche tensionali

Le verifiche tensionali vengono eseguite in corrispondenza della sezione maggiormente sollecitata considerando la combinazione rara e controllando che le relative tensioni non superino i limiti posti dalla normativa:

$$(\sigma_c < 0.60 f_{ck} = 19.92 \text{ MPa} ; \sigma_s < 0.8 f_{yk} = 360 \text{ MPa})$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: Tensione PilaIngresso-rev2

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Verifica Tensionale Fusto Pila

N° Vertici: 18 Zoom N° barre: 32 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	75	60	26	10.18	-123.93	20.45
2	97.96	55.43	27	10.18	-112.24	37.71
3	117.73	42.43	28	10.18	-94.81	49.13
4	130.43	22.96	29	10.18	-80	52.07
5	135	0	30	10.18	-60	53.2
6	130.43	-22.96	31	10.18	-40	53.2

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 5264.2 kN
M_{xEd}: 0 3766.1 kNm
M_{yEd}: 0 2168.1

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali: B450C C32/40

ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
E_s: 200,000 N/mm² f_{cd}: 18.13
E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 12.25
σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.7333
τ_{c1}: 2.114

σ_c: -10.25 N/mm²
σ_s: 158.2 N/mm²
ε_s: 0.7912 ‰
d: 132.1 cm
x: 65.08 x/d: 0.4927
δ: 1

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

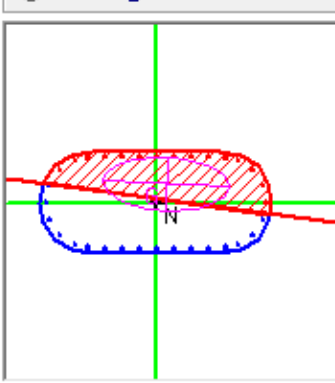


Figura 36 – Verifica tensionale

9.5 Verifica del pulvino

Si riportano di seguito, i risultati delle verifiche più gravose agli SLU e SLE dei pulvini, condotte nelle sezioni maggiormente sollecitate con i criteri di verifica precedentemente riportati.

9.5.1 Verifiche SLU

9.5.1.1 Verifiche di resistenza

La verifica viene eseguita considerando l'azione trasmessa all'elemento strutturale dal sovrastante baggiolo e facendo riferimento ai modelli fatti di tiranti e puntone descritti al §4.1.2.1.5 delle NTC; Il meccanismo resistente è costituito da un tirante orizzontale superiore, corrispondente all'armatura tesa realizzata mediante 20Φ30 disposti su doppio registro, e da un puntone di calcestruzzo inclinato.

L'azione sollecitante P_{Ed} utilizzata per la verifica dell'elemento strutturale in oggetto è comprensiva della massima reazione derivante dal modello dell'impalcato del peso della zona a sbalzo del pulvino e del peso del baggiolo.

$$P_{\text{impalcato}} = 6704 \text{ kN};$$

$$P_{\text{sbalzo pulvino}} = 4.102 \text{ m}^3 \times 25 \times 1.35 = 138.44 \text{ kN};$$

$$P_{\text{baggiolo+isolatore}} = 0.9 \times 0.9 \times 0.24 \times 25 \times 1.35 + 3.3 \times 1.5 = 11.51 \text{ kN};$$

$$P_{Ed} = 6704 + 138.44 + 11.51 = 6853.95 \text{ kN}.$$

Resistenza di elementi tozzi, nelle zone diffuse e nei nodi - C4.1.2.1.5			
P_{Ed}	6853.95	[kN]	
H_{Ed}	183	[kN]	
a	1.15	[m]	
b	0.8	[m]	
h	2.5	[m]	
c	0.12	[m]	
d	2.38	[m]	
l	1.626	[m]	
λ	0.76	[-]	
ϕ	30	[mm]	
n_o	20	[-]	
A_s	14137.2	[mm ²]	
f_{yd}	391.30	[MPa]	
f_{cd}	18.13	[MPa]	
c	1	[-]	
P_{Ed}	≤	P_{Rs}	7046.38 [kN] ≤
		P_{Rc}	8761.59 [kN]

Figura 37 – Verifica Tirante Puntone Pulvini

9.5.2 Verifiche SLE

9.5.2.1 Verifiche a fessurazione

Si riporta nel seguito la verifica a fessurazione del pulvino eseguita, a vantaggio di sicurezza, considerando le sollecitazioni massime agenti in asse all'elemento strutturale e non sulla sezione di attacco della mensola nella combinazione frequente.

Tipo di combinazione SLE			
Comb.	Frequente		
Materiali			
Cls	C32/40	$f_{ctk} = f_{ctm} / 1,2$	2.58 MPa f_{ck} 33.2 MPa
Acciaio	B450C	f_{yk}	450 MPa
Sollecitazioni e caratteristiche della sezione			
M_{Ed}	1722.12 kNm	Sollecitazione flettente	
N_{Ed}	0 kN	Sforzo normale (negativo se di compressione)	
c	120 mm	Distanza dell'asse delle armature tese dal bordo	
H	2400 mm	Altezza totale della sezione	
B	1200 mm	Base della sezione	
d	2280 mm	Altezza utile della sezione	
A_s	14130 mm ²	Armatura tesa	
A'_s	1205.76 mm ²	Armatura compressa	
n	15	Omogeneizzazione acciaio/cls compr.	
y	1200 mm	Posizione del baricentro	
Calcolo del momento di fessurazione (sezione non fessurata)			
A^*	3110036.4 mm ²	Area omogeneizzata	
I^*	1.6507E+12 mm ⁴	Inerzia omogeneizzata	
M_{fess}	3552.41 kNm	Momento di prima fessurazione >MEd	
SEZIONE NON FESSURATA			

Figura 38 – Verifica a fessurazione

9.5.2.2 Verifiche tensionali

Si riporta nel seguito la verifica tensionale del pulvino eseguite, a vantaggio di sicurezza, considerando le sollecitazioni massime agenti in asse all'elemento strutturale e non sulla sezione di attacco della mensola nella combinazione rara.

Calcolo delle tensioni nel caso di flessione semplice (sezione fessurata)			
x_c	728 mm	Posizione dell'asse neutro	
I_{ci}	6.7154E+11 mm ⁴	Inerzia omogeneizzata	
f	192 mm		
h_o	2110 mm		
σ_{tmax}	107.51 MPa	Tensione nell'acciaio	Verifica tensionale OK
σ_{cmax}	3.36 MPa	Tensione nel calcestruzzo	Verifica tensionale OK
M_y	12981 kNm	Momento allo snervamento	

Figura 39 – Verifica tensionale

9.6 Verifica dei baggioli

Si riportano di seguito, i risultati delle verifiche più gravose dei baggioli, condotte nelle sezioni maggiormente sollecitate con i criteri di verifica precedentemente riportati.

9.6.1.1 Verifiche di resistenza

La verifica viene eseguita facendo riferimento ai modelli fatti di tiranti e puntoni descritti al §4.1.2.1.5 delle NTC; Il meccanismo resistente è costituito da un tirante orizzontale superiore, corrispondente all'armatura tesa realizzata mediante $4\Phi 12$ e da un puntone di calcestruzzo inclinato.

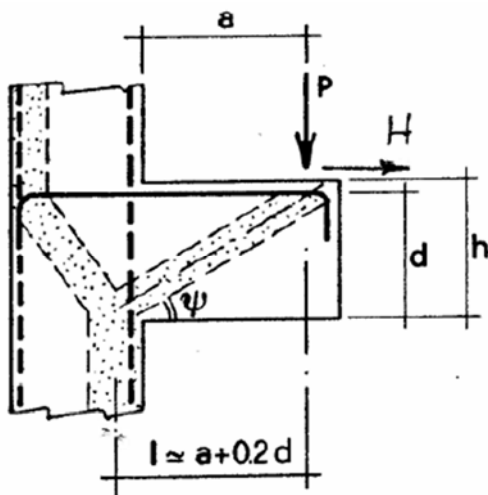
Resistenza di elementi tozzi, nelle zone diffuse e nei nodi - C4.1.2.1.5			
	P_{Ed}	183	[KN]
	H_{Ed}	0	[KN]
	a	0.3	[m]
	b	0.9	[m]
	h	0.9	[m]
	c	0.07	[m]
	d	0.83	[m]
	l	0.466	[m]
	λ	0.62	[-]
	ϕ	12	[mm]
	n_o	4	[-]
	A_s	452.389	[mm ²]
	f_{yd}	391.30	[MPa]
	f_{cd}	19.83	[MPa]
	c	1.5	[-]
P_{Ed}	\leq	P_{Rs}	283.767 [KN]
			\leq
		P_{Rc}	6399.04 [KN]

Figura 40 – Verifica Tirante Puntone Baggioli Pile

10. ANALISI E VERIFICA DELLE SPALLE

Le spalle, in c.a., presentano paramento di altezza 3.00m o 3.50m (S4) e muri andatori di lunghezza 4.25m o 5.25m (S3). I muri andatori sono rivestiti esternamente con un pannello prefabbricato rivestito in pietra, il quale funge anche da cassero a perdere.

Si riporta, di seguito, vista anteriore e posteriore del modello di calcolo delle strutture in oggetto:

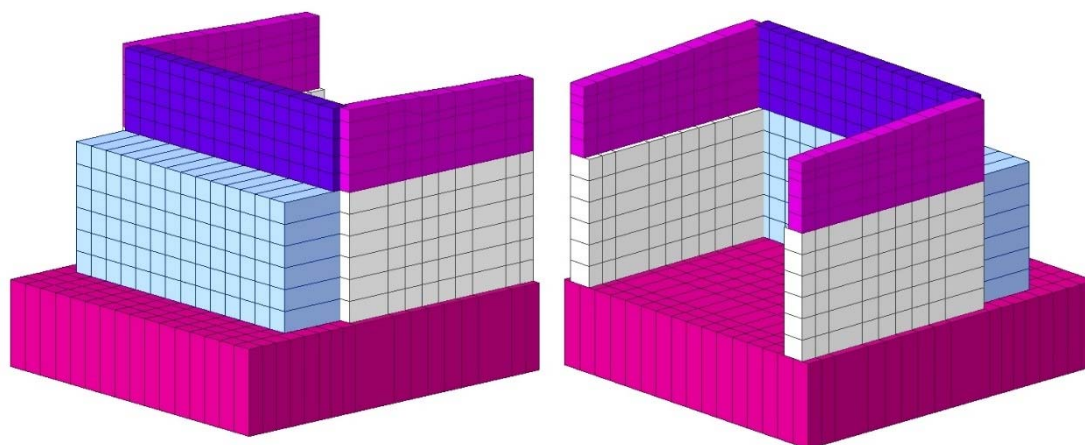


Figura 41 – Modello 3D Spalla S3 – Vista anteriore e posteriore

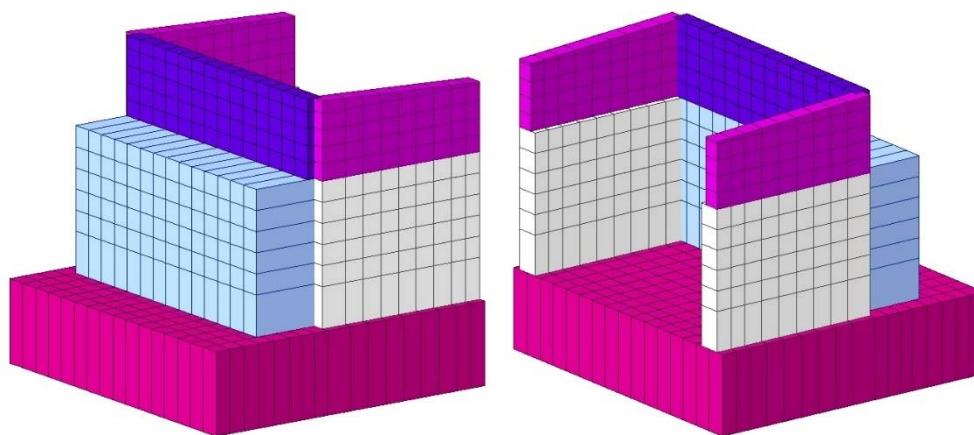


Figura 42 – Modello 3D Spalla S4 – Vista anteriore e posteriore

10.1 Sollecitazioni Spalla S3

Si riportano di seguito, le sollecitazioni più gravose allo stato limite ultimo SLU ed allo stato limite di esercizio SLE utilizzate nelle verifiche degli elementi strutturali costituenti la spalla S3.

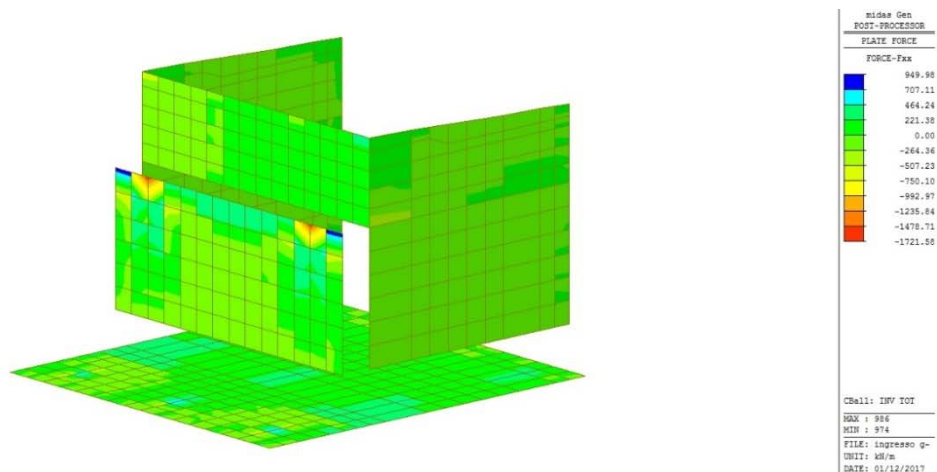


Figura 43 – Sforzo Normale SLU – Fxx

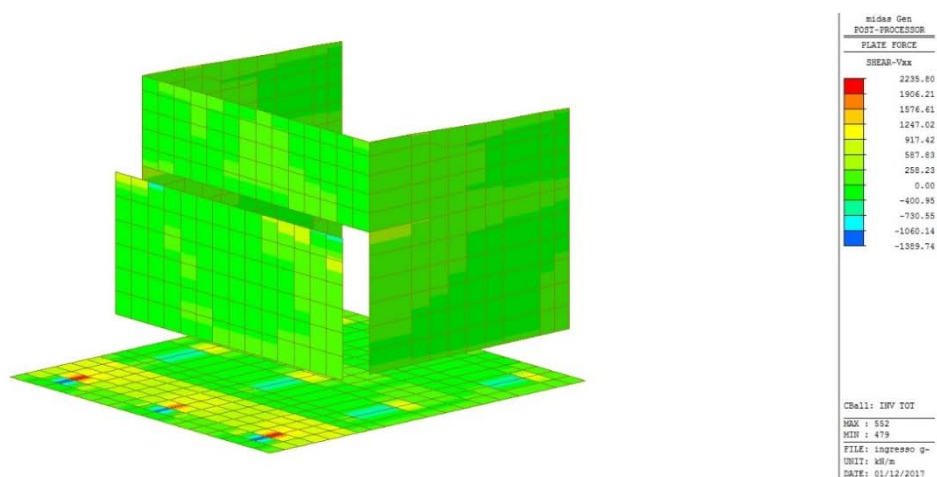


Figura 44 – Taglio SLU – Vxx

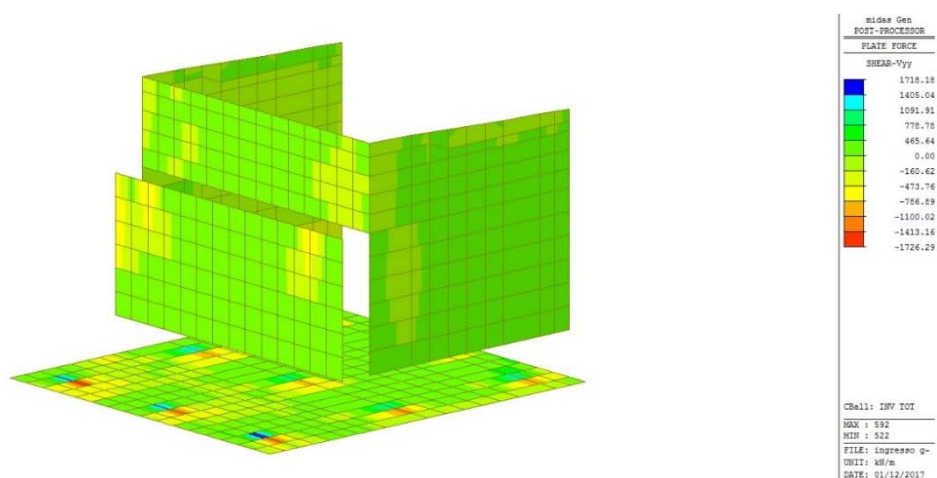


Figura 45 – Taglio SLU – Vyy

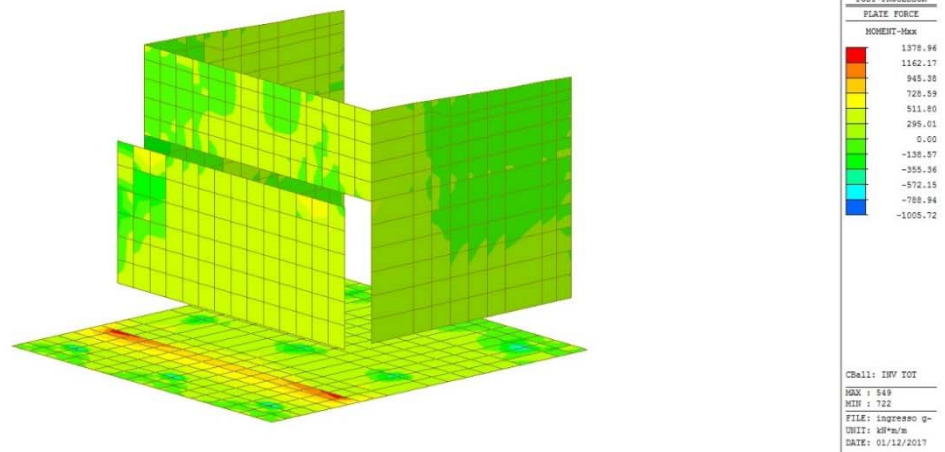


Figura 46 – Momento Flettente SLU – Mxx

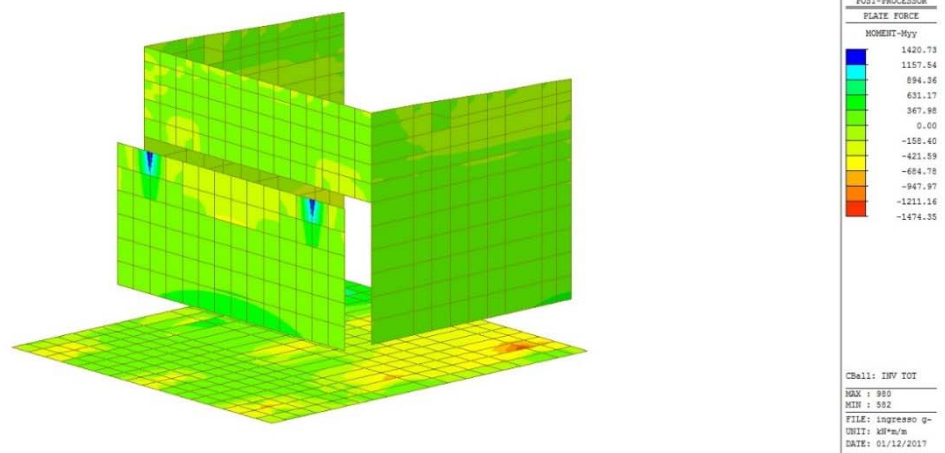


Figura 47 – Momento Flettente SLU – Myy

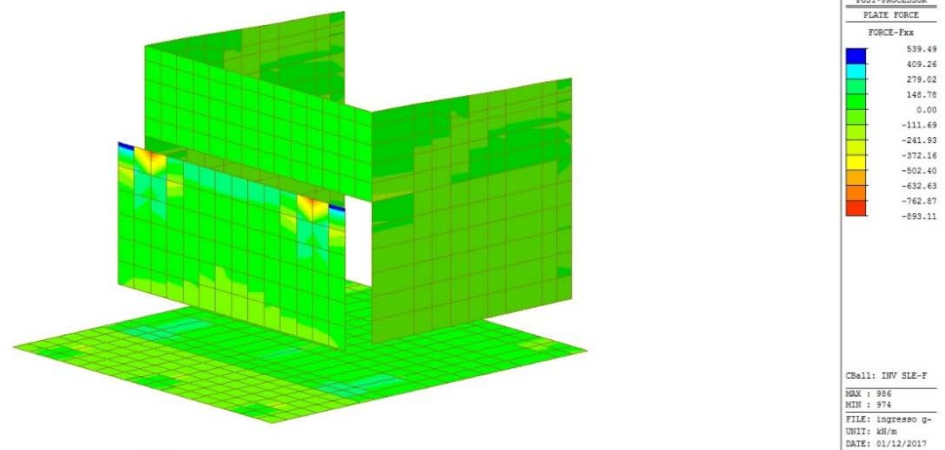
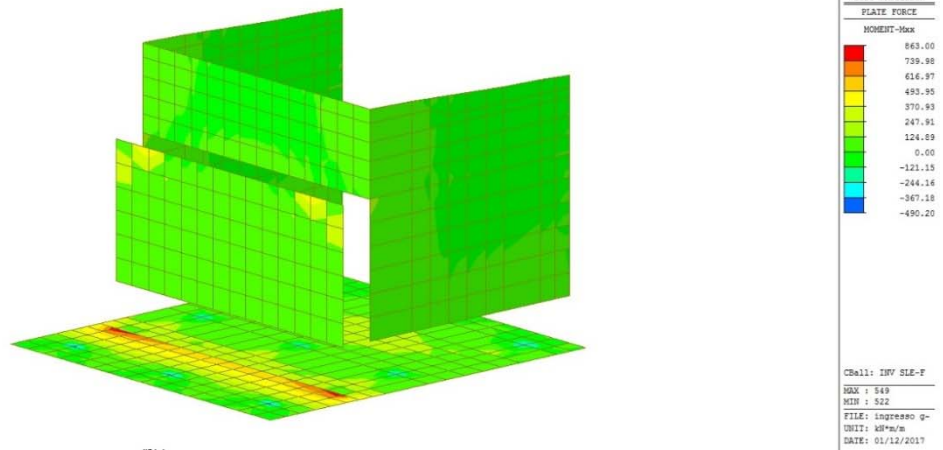
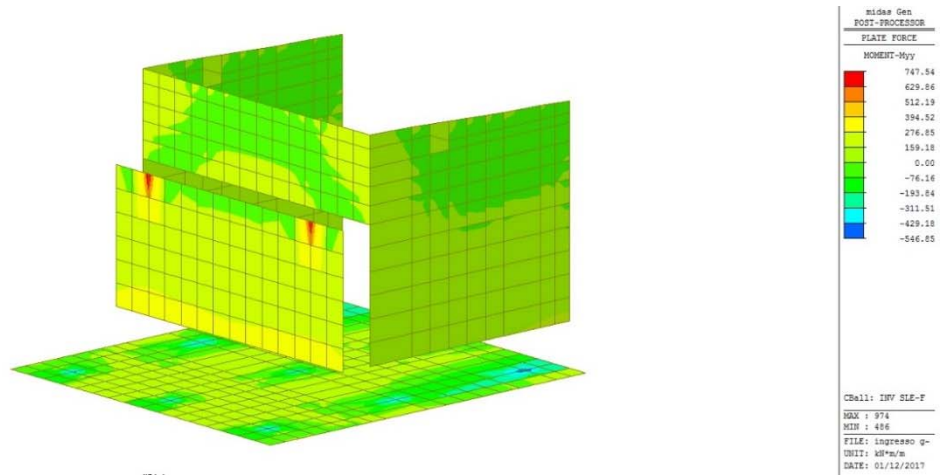
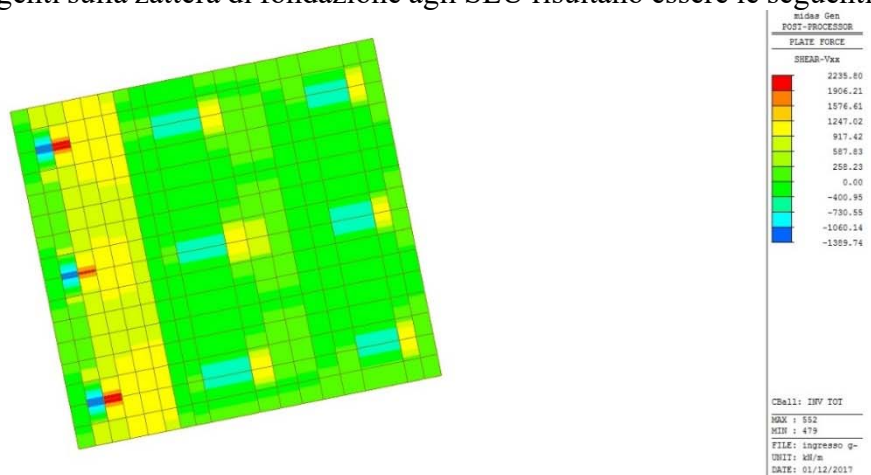


Figura 48 – Sforzo Normale SLE – Fxx

Figura 49 – Momento Flettente SLE – M_{xx} Figura 50 – Momento Flettente SLE – M_{yy}

Le sollecitazioni agenti sulla zattera di fondazione agli SLU risultano essere le seguenti:

Figura 51 – Taglio – V_{xx}

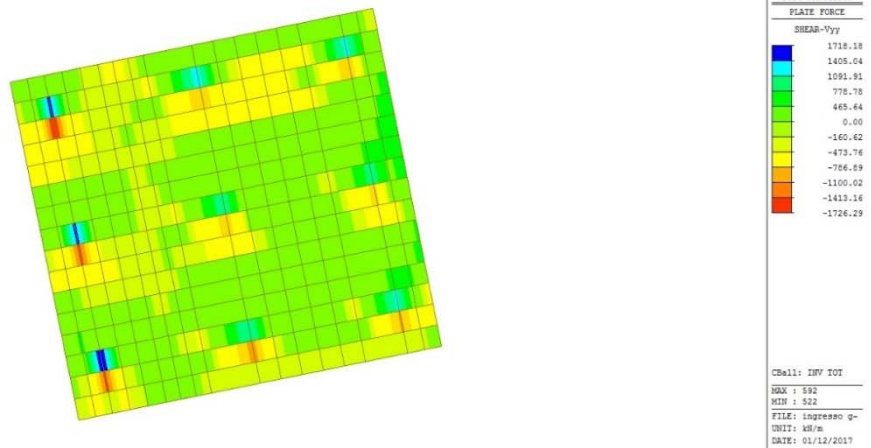


Figura 52 – Taglio – Vyy

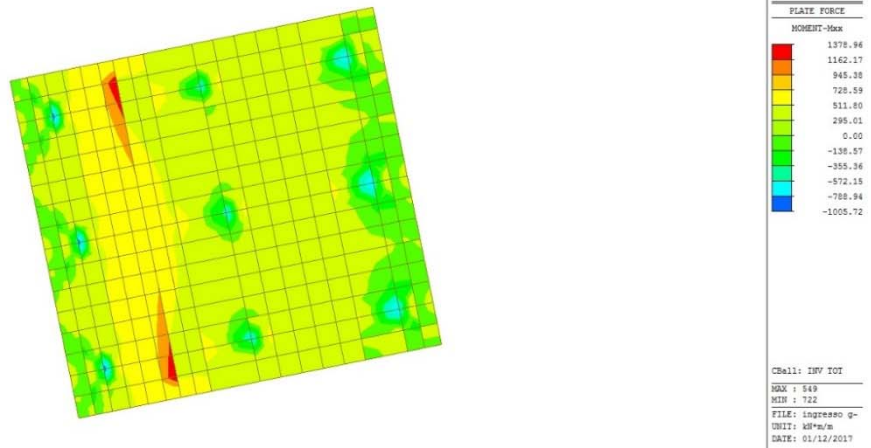


Figura 53 – Momento Flettente – Mxx

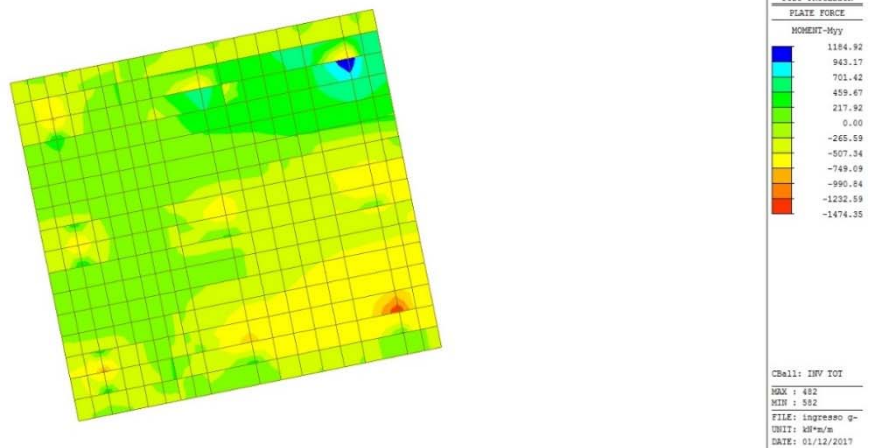


Figura 54 – Momento Flettente – Myy

Le sollecitazioni agenti sulla zattera di fondazione agli SLE risultano essere le seguenti:

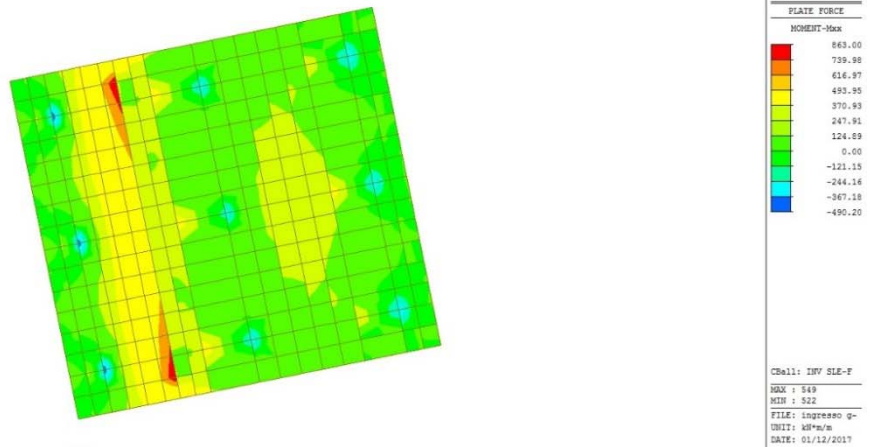


Figura 55 – Momento Flettente – Mxx

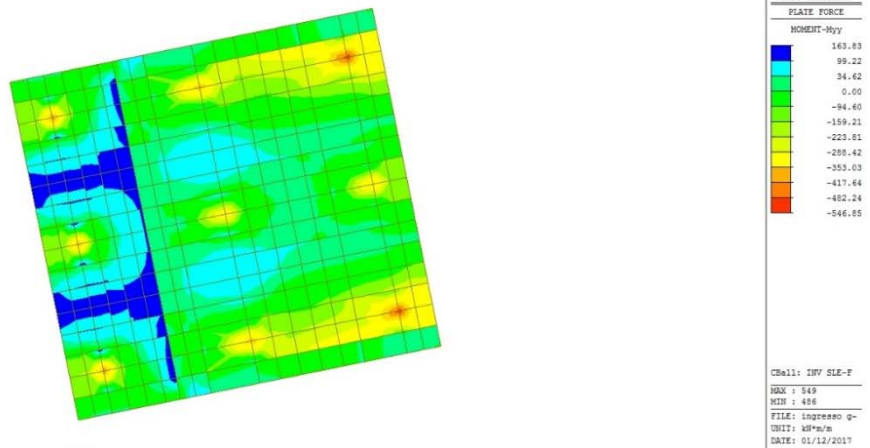


Figura 56 – Momento Flettente – Myy

Le sollecitazioni agenti sul paramento agli SLU risultano essere le seguenti:

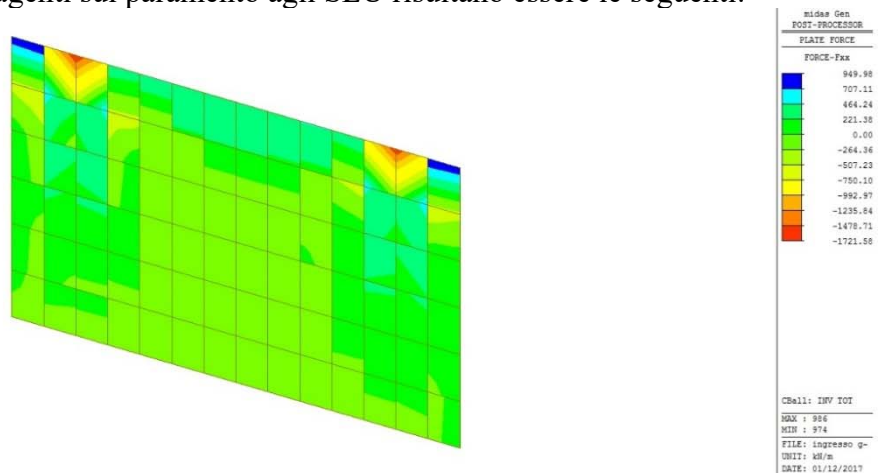
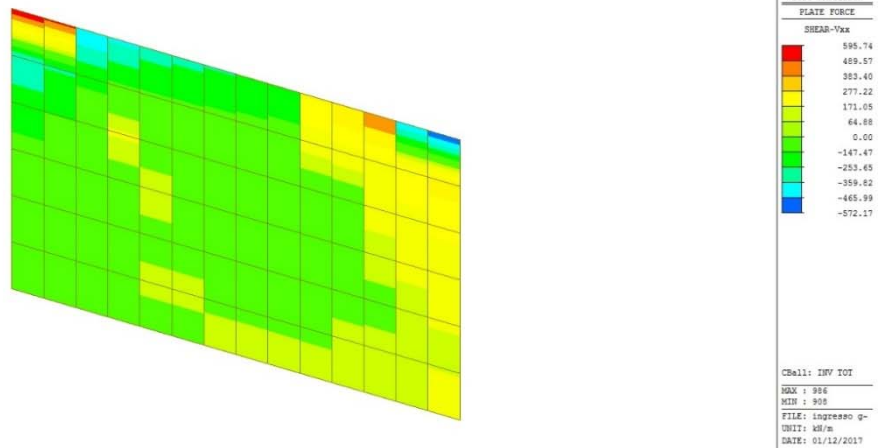
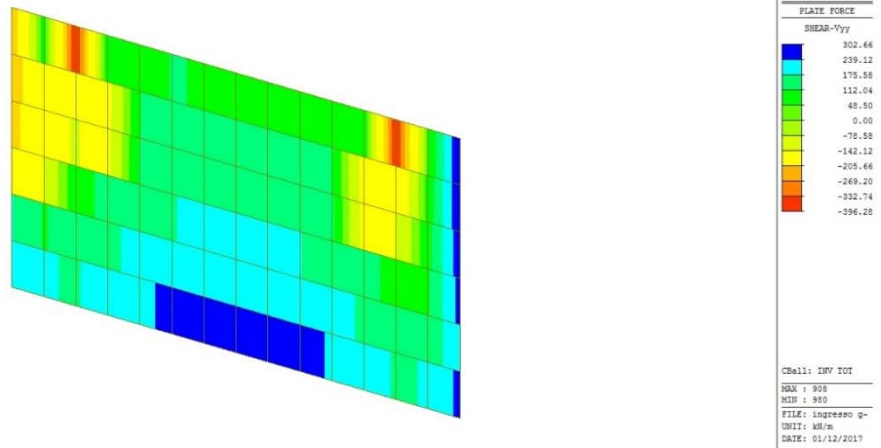
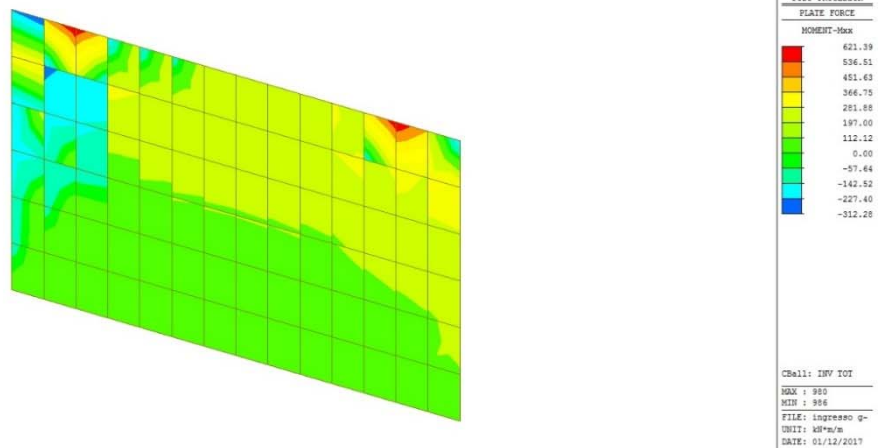


Figura 57 – Sforzo Normale – Fxx

Figura 58 – Taglio – V_{xx} Figura 59 – Taglio – V_{yy} Figura 60 – Momento Flettente – M_{xx}

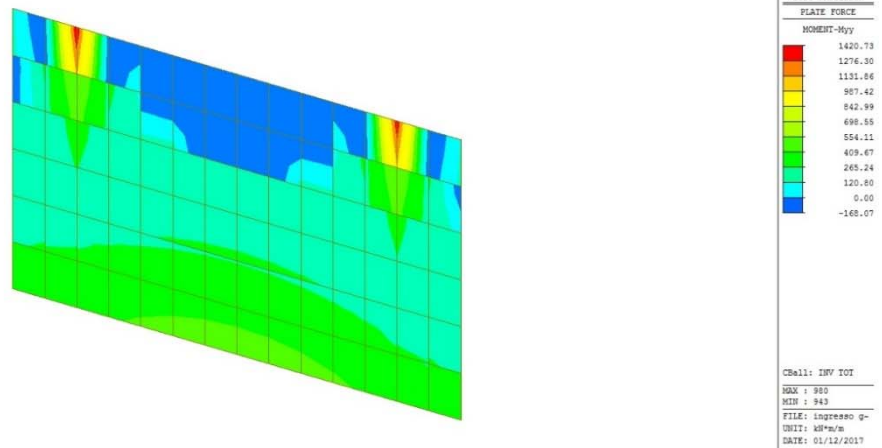


Figura 61 – Momento Flettente – Myy

Le sollecitazioni agenti sul paramento agli SLE risultano essere le seguenti:

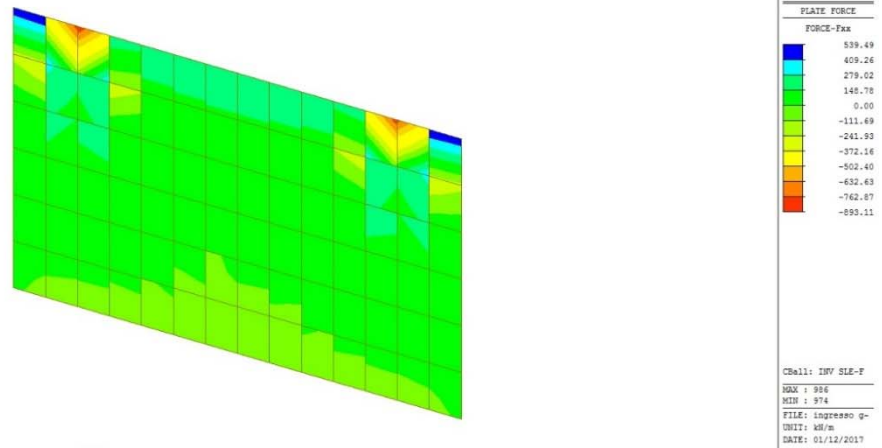


Figura 62 – Sforzo Normale – Fxx

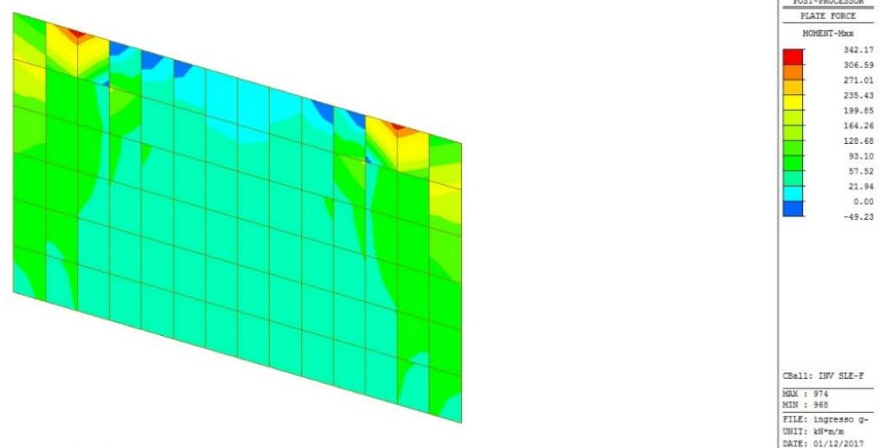


Figura 63 – Momento Flettente – Mxx

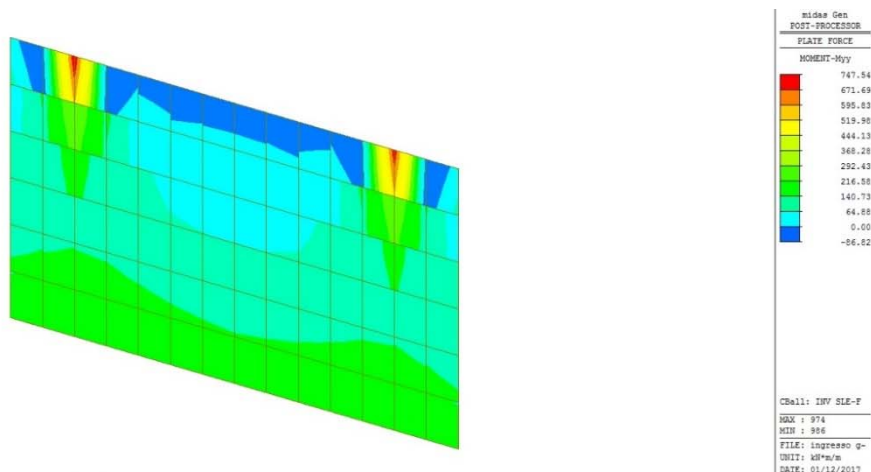
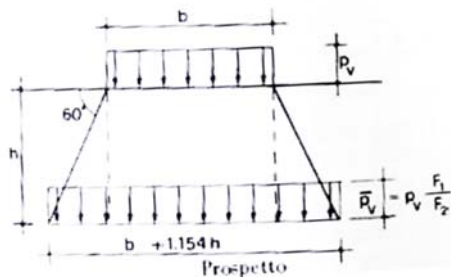


Figura 64 – Momento Flettente – Myy

Come già detto, per l'analisi del muro paraghiaia, è stato considerato, in accordo con il par. C.5.1.3.3.7.1 dalla Circ. 617/2009, lo schema di carico 1 con carico tandem distribuito su una superficie 3.00x2.20m, con diffusione del carico di 30° all'interno del rilevato.

Di seguito si riportano le sollecitazioni agenti sul muro paraghiaia, ottenute dall'analisi locale, in particolare considerando due combinazioni di carico, la prima GR1- SLU che considera il carico verticale massimo a tergo del muro e la seconda GR2-SLU, che considera l'azione di frenamento caratteristica e il carico verticale frequente:

Carichi sulla carreggiata				Carichi su marciapiedi e piste ciclabili		
Carichi verticali				Carichi orizzontali		Carichi verticali
Gruppo di azioni	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5 kN/m ²
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		



Inoltre si riporta anche la caratteristica dell'asollecitazione in combinazione SLE rara e frequente.

COMBINAZIONE DI CARICO	M	V
	[kN m/m]	[kN /m]
GR1 - SLU	96.0	94.6
GR2 - SLU	147.6	109.7
GR2 - SLE-rara	109.4	81.3
GR1 - SLE-freq.	53.1	53.1

Per le verifiche si farà riferimento al valore massimo di sollecitazione ottenuto tra i valori sopra riportati, ottenuti dall'analisi locale ed i risultati ottenuti sul modello globale di seguito illustrati.

Le sollecitazioni agenti sul muro paraghiaia agli SLU risultano essere le seguenti:

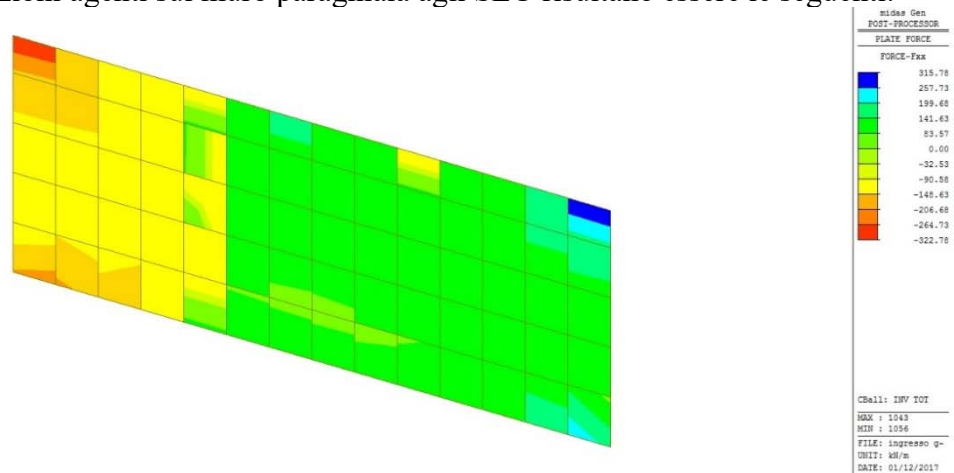


Figura 65 – Sforzo Normale – F_{xx}

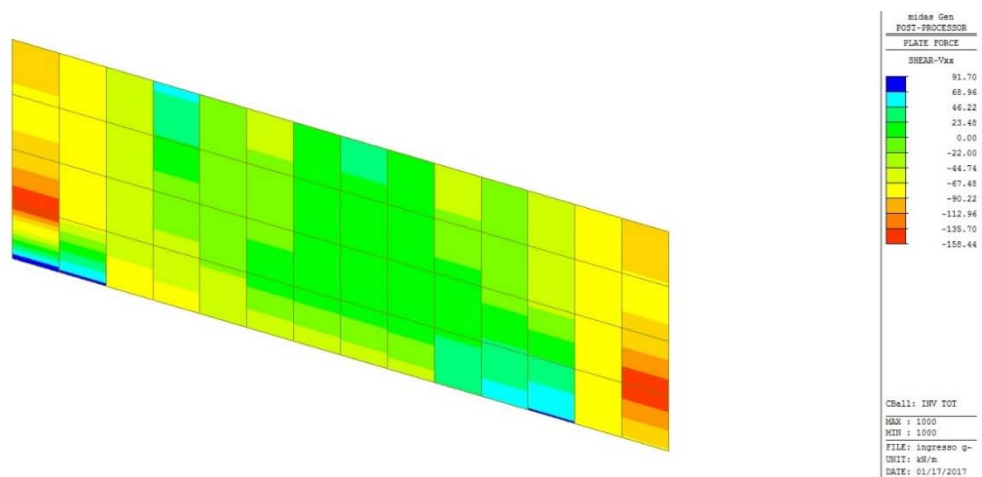


Figura 66 – Taglio – V_{xx}

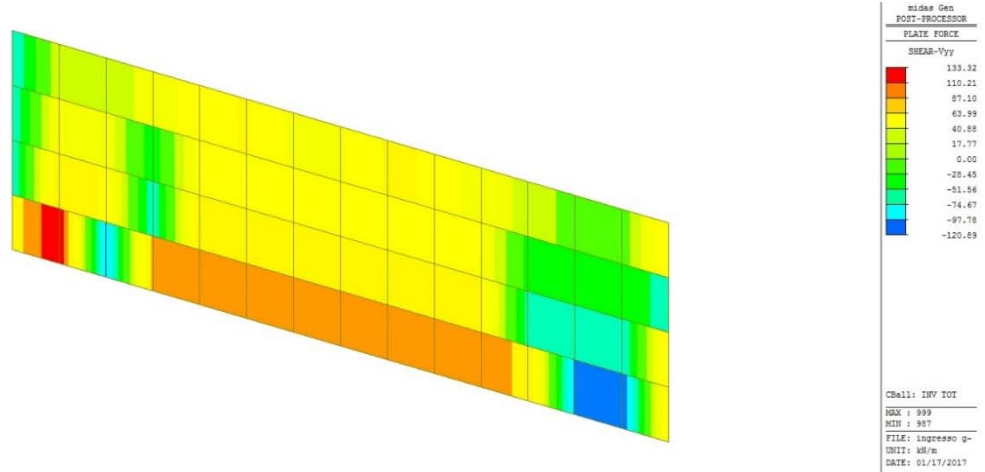


Figura 67 – Taglio – Vyy

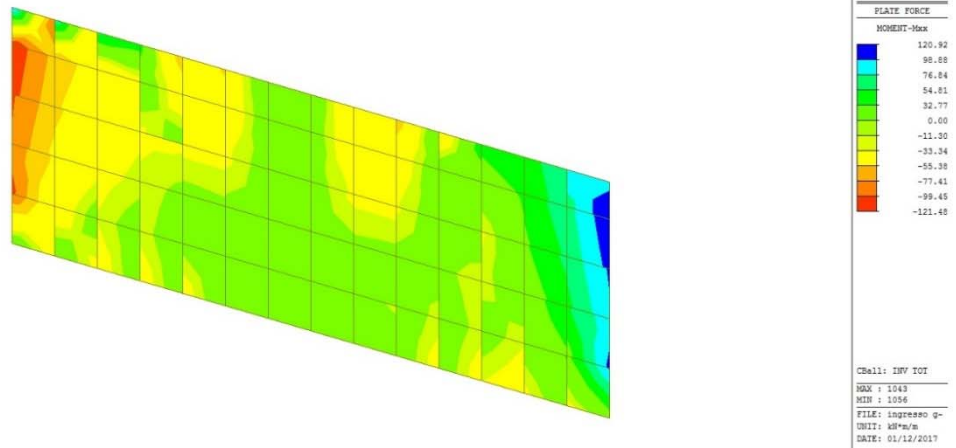


Figura 68 – Momento Flettente – Mxx

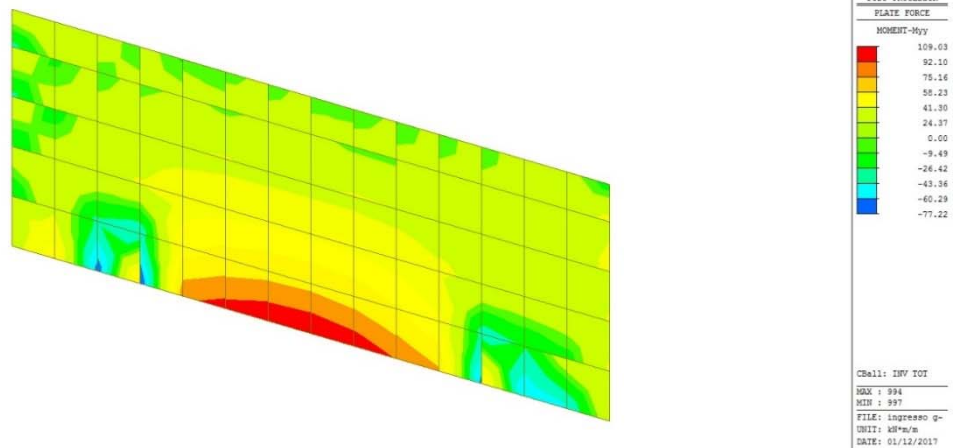


Figura 69 – Momento Flettente – Myy

Le sollecitazioni agenti sul muro paraghiaia agli SLE risultano essere le seguenti:

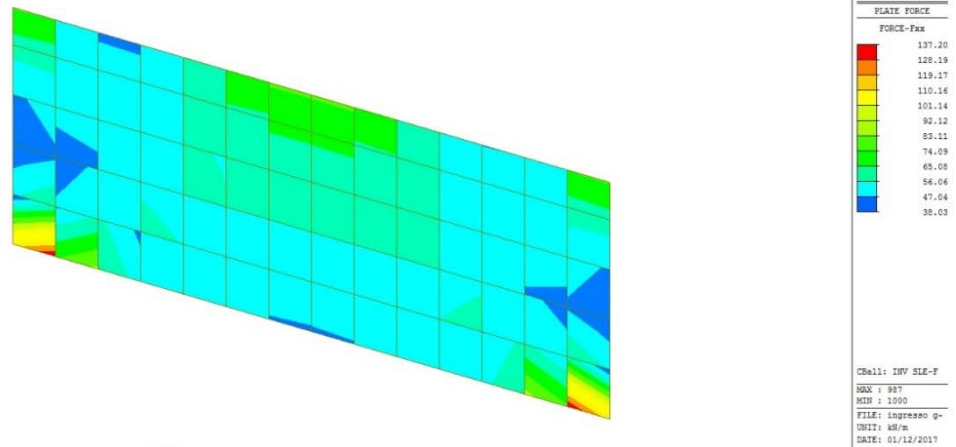


Figura 70 – Sforzo Normale – Fxx

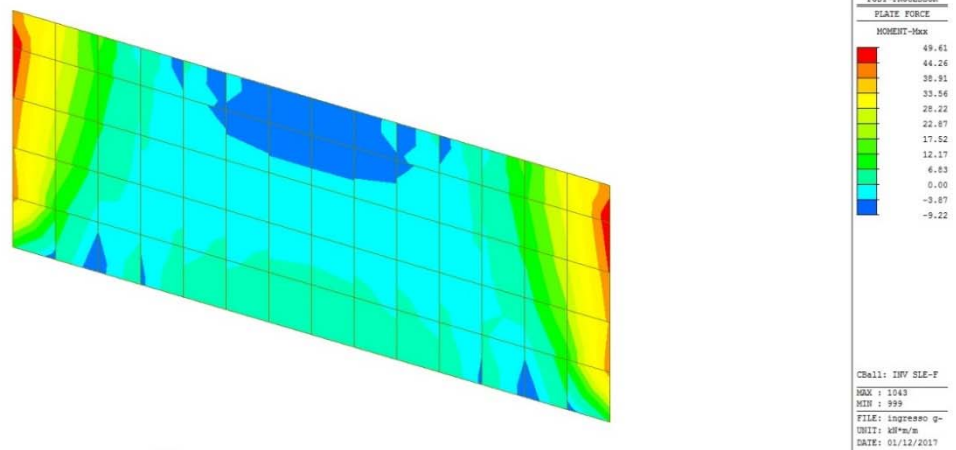


Figura 71 – Momento Flettente – Mxx

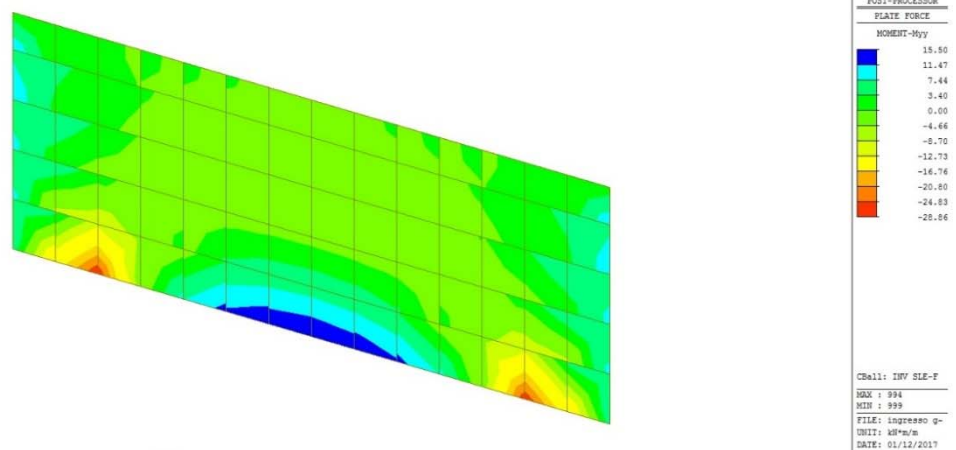


Figura 72 – Momento Flettente – Myy

Le sollecitazioni agenti sulla parte superiore dei muri andatori agli SLU risultano essere le seguenti:

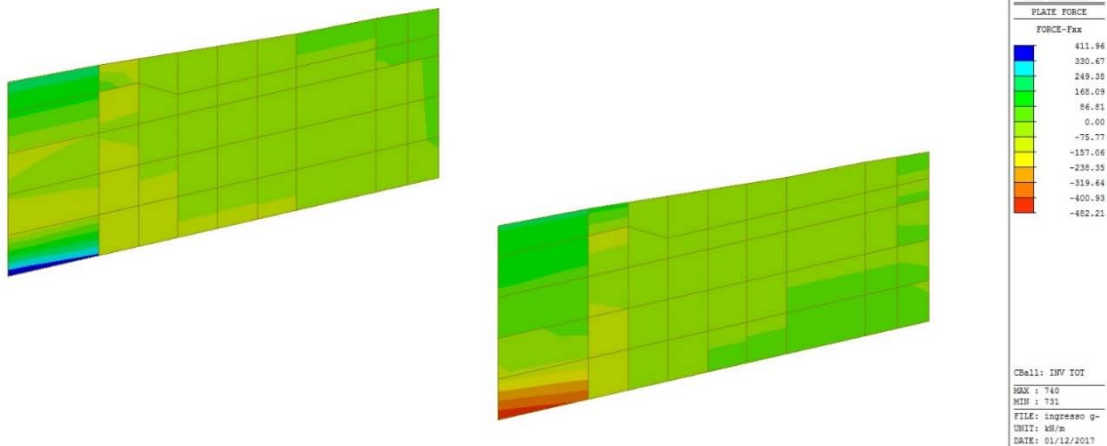


Figura 73 – Sforzo Normale – Fxx

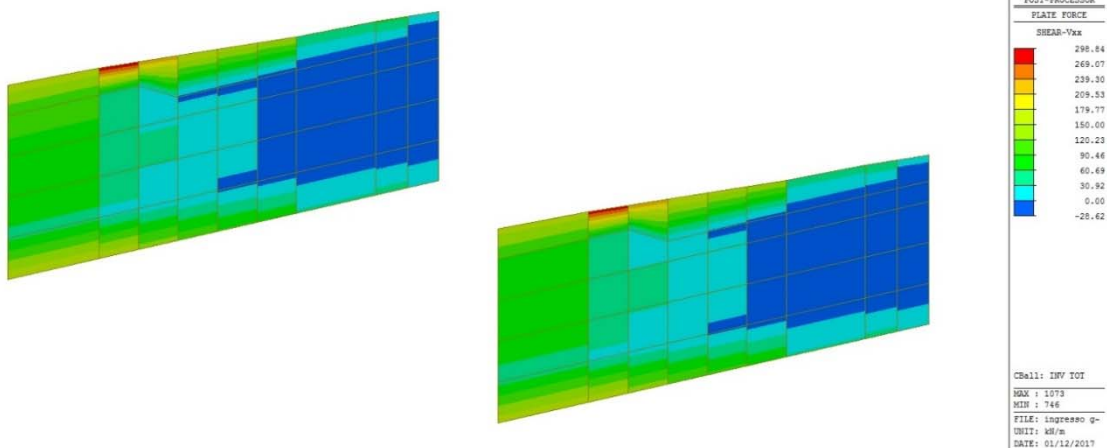


Figura 74 – Taglio – Vxx

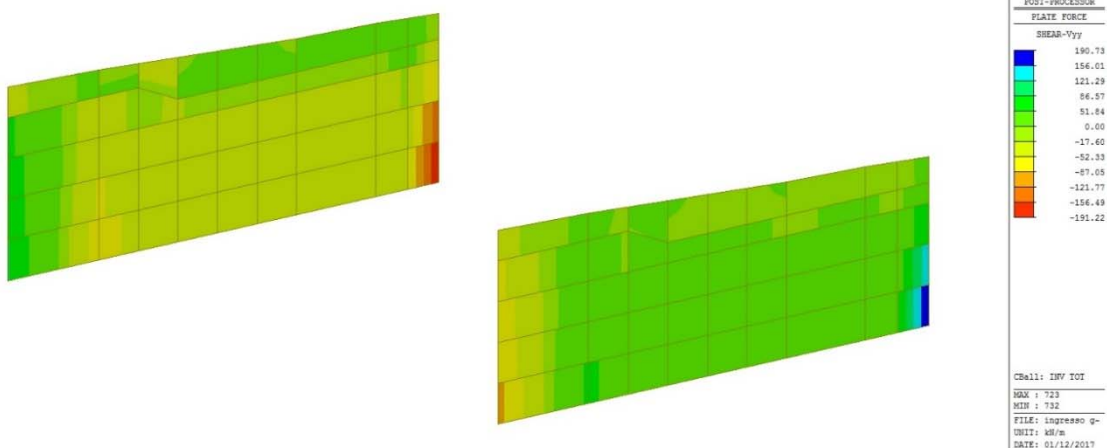
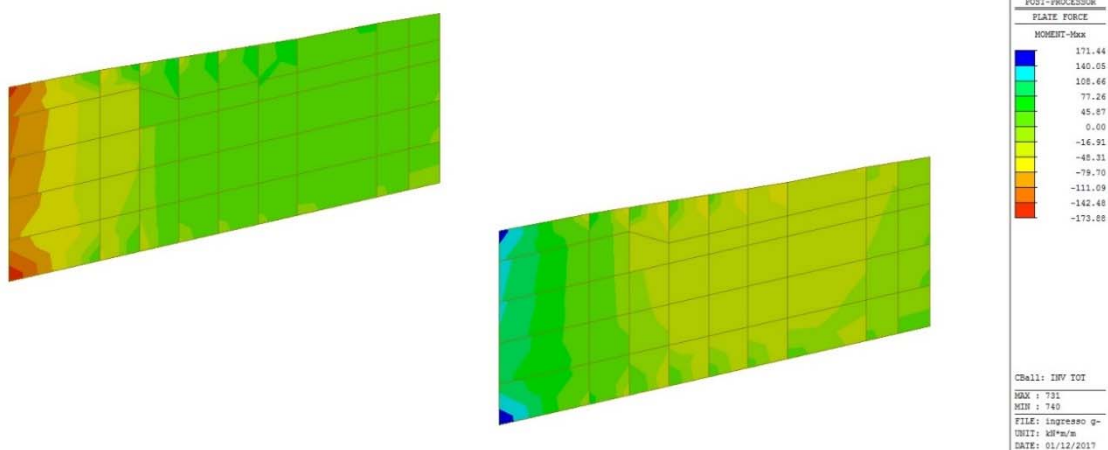
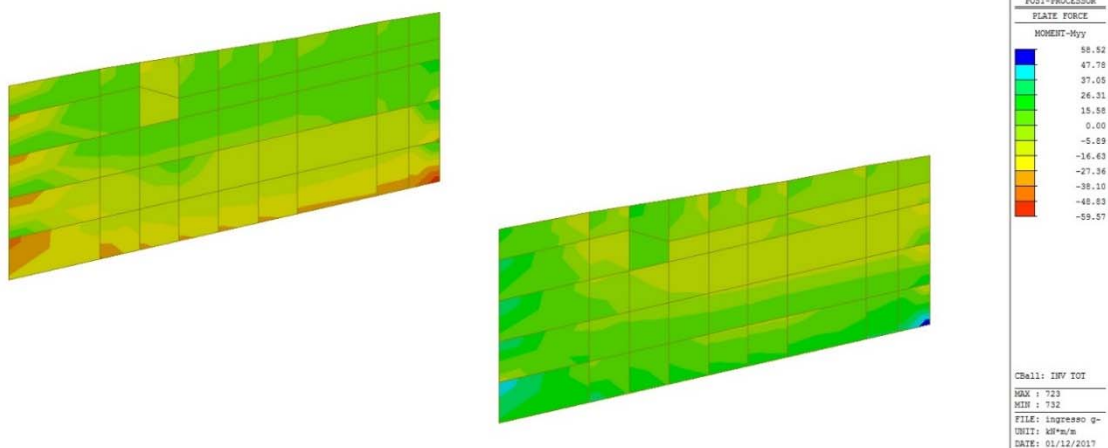
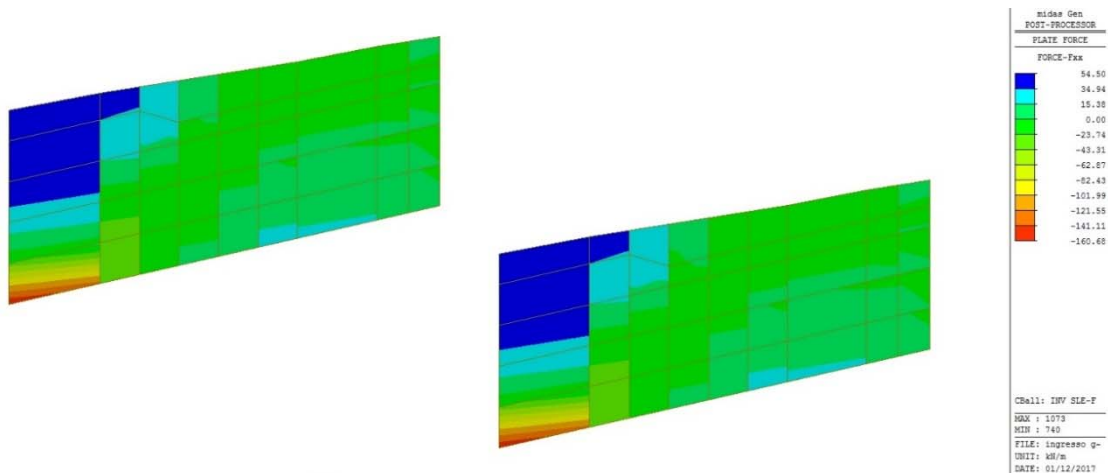
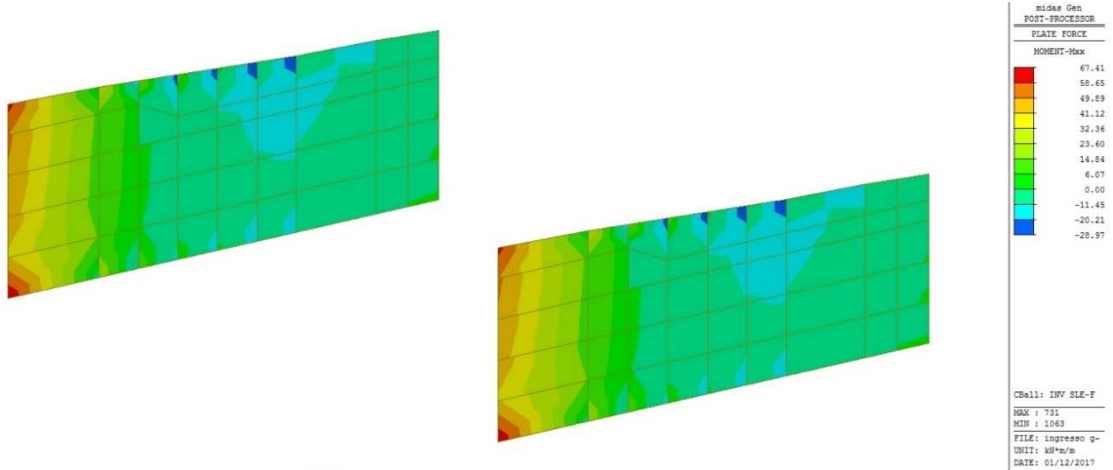
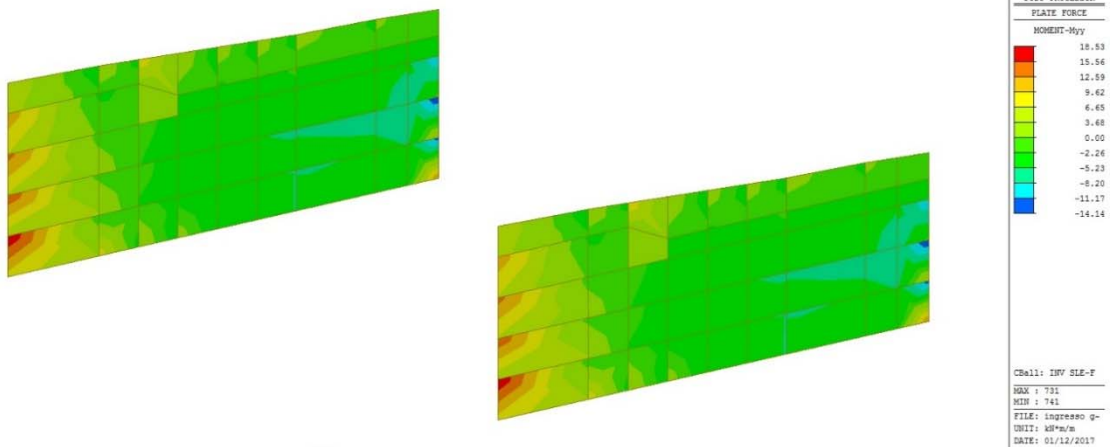


Figura 75 – Taglio – Vyy

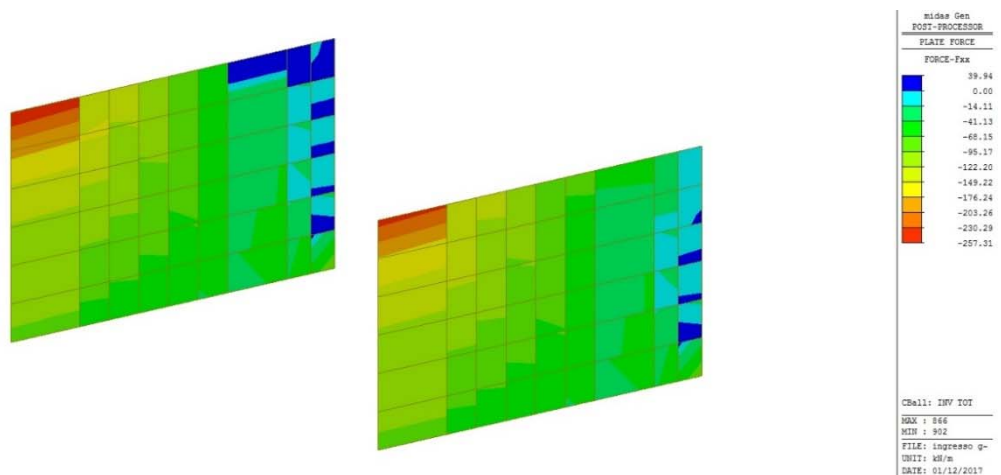
Figura 76 – Momento Flettente – M_{xx} Figura 77 – Momento Flettente – M_{yy}

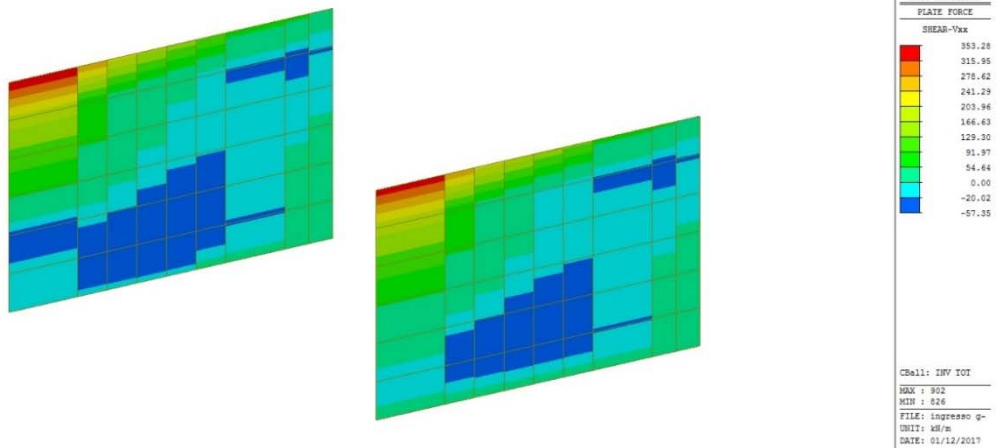
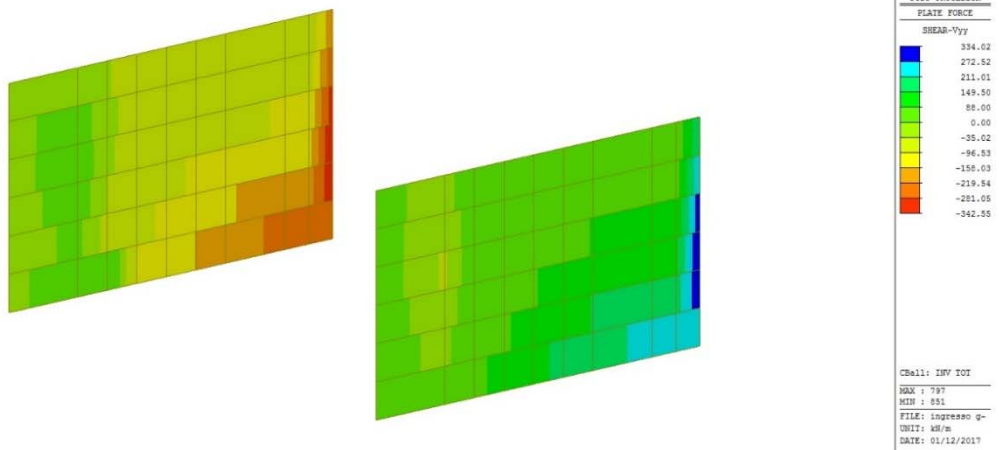
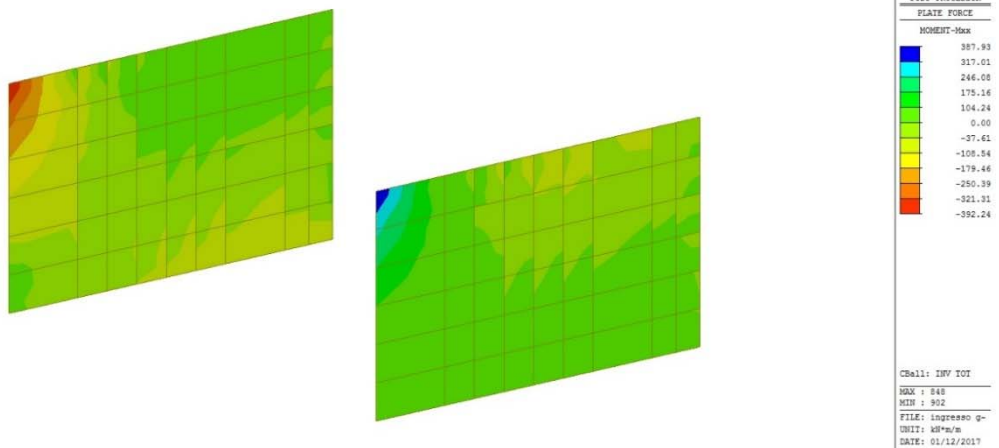
Le sollecitazioni agenti sulla parte superiore dei muri andatori agli SLE risultano essere le seguenti:

Figura 78 – Sforzo Normale – F_{xx}

Figura 79 – Momento Flettente – M_{xx} Figura 80 – Momento Flettente – M_{yy}

Le sollecitazioni agenti sulla parte inferiore dei muri andatori agli SLU risultano essere le seguenti:

Figura 81 – Sforzo Normale – F_{xx}

Figura 82 – Taglio – V_{xx} Figura 83 – Taglio – V_{yy} Figura 84 – Momento Flettente – M_{xx}

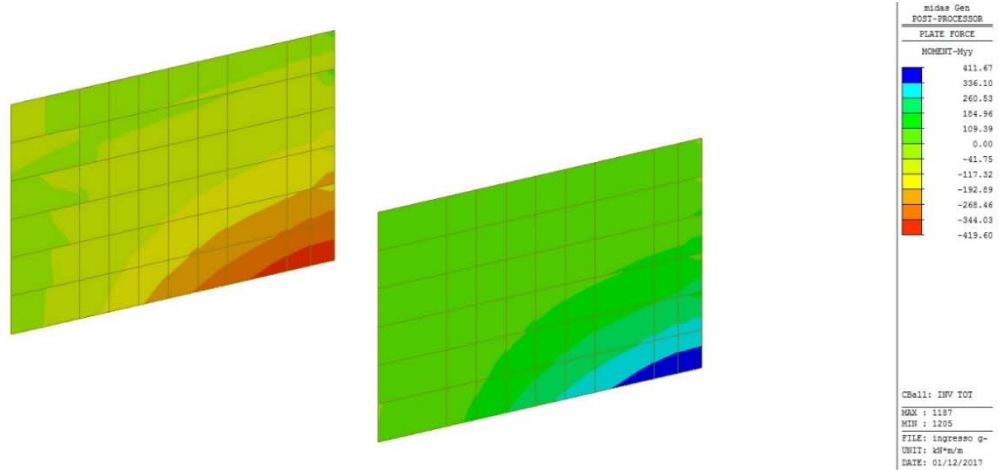


Figura 85 – Momento Flettente – Myy

Le sollecitazioni agenti sulla parte inferiore dei muri andatori agli SLE risultano essere le seguenti:

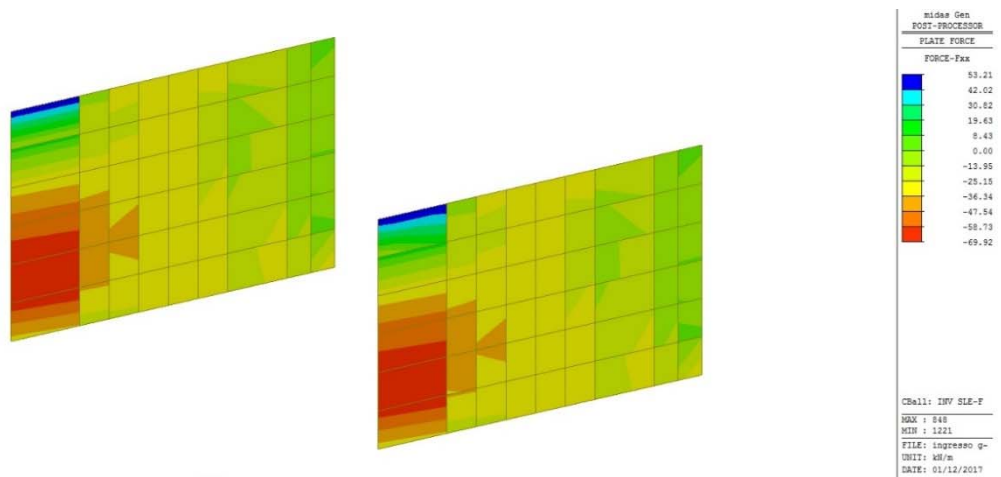


Figura 86 – Sforzo Normale – Fxx

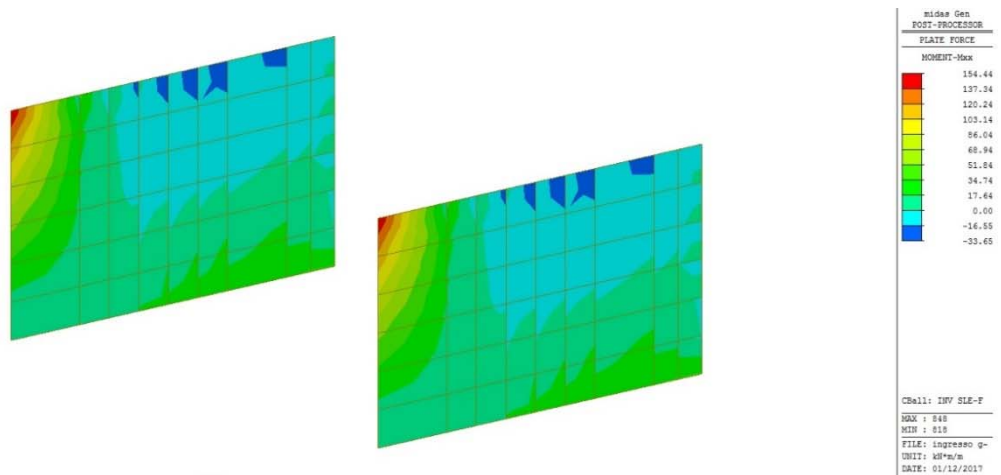


Figura 87 – Momento Flettente – Mxx

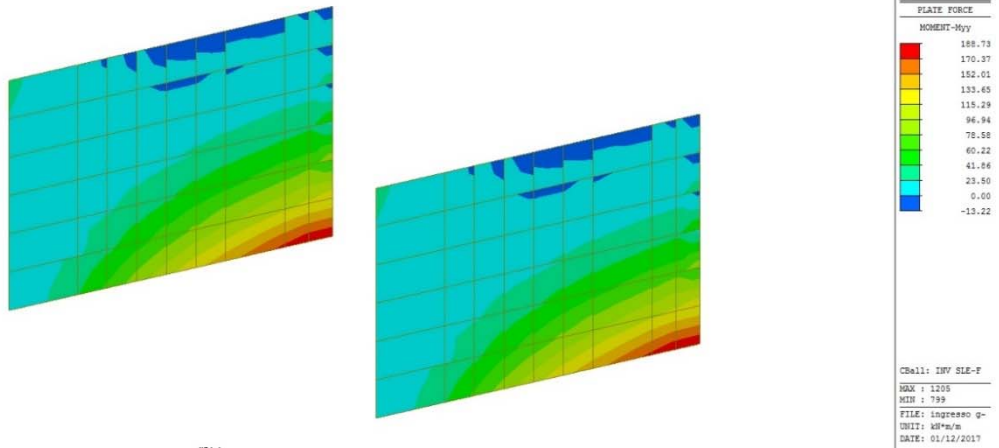


Figura 88 – *Momento Flettente – Myy*

10.2 Sollecitazioni Spalla S4

Si riportano di seguito, le sollecitazioni più gravose allo stato limite ultimo SLU ed allo stato limite di esercizio SLE utilizzate nelle verifiche degli elementi strutturali costituenti la spalla S4.

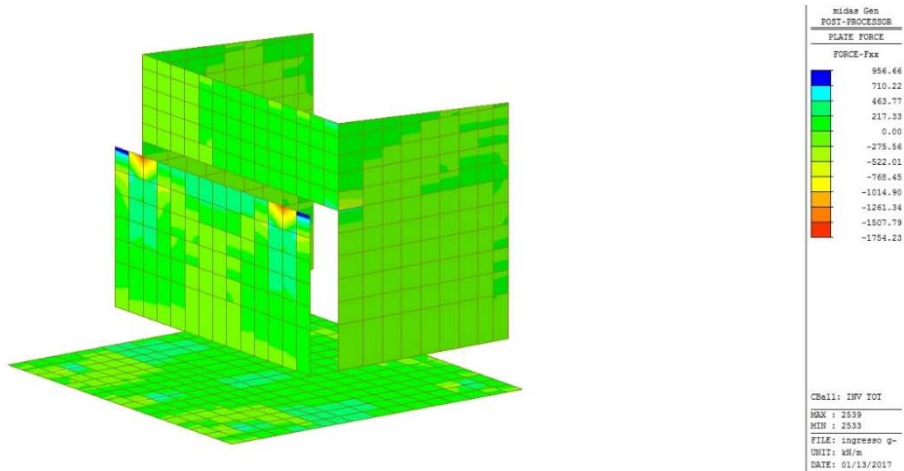


Figura 89 – Sforzo Normale SLU – Fxx

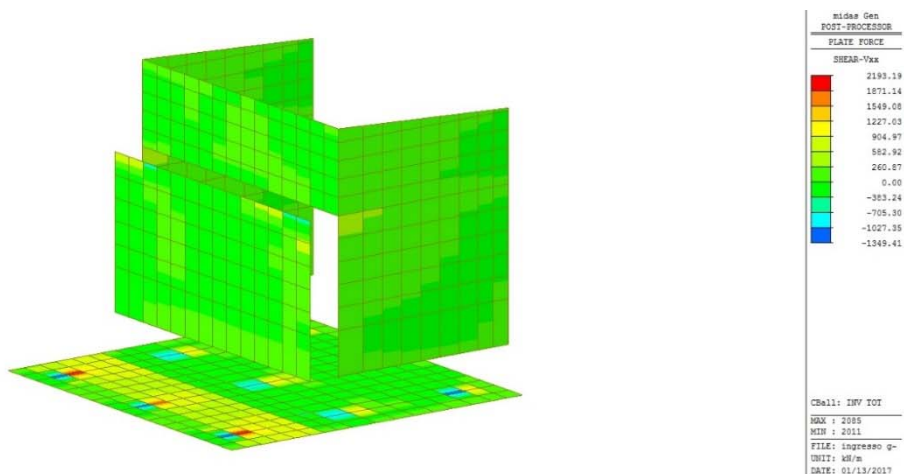


Figura 90 – Taglio SLU – Vxx

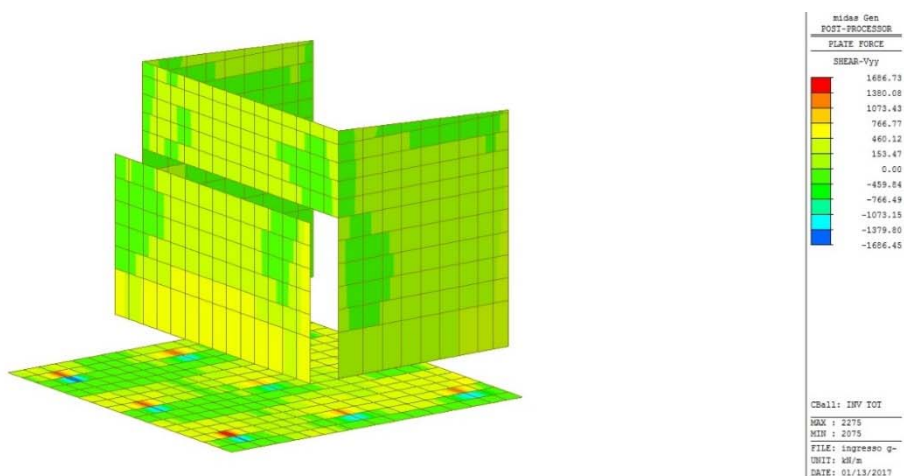


Figura 91 – Taglio SLU – Vyy

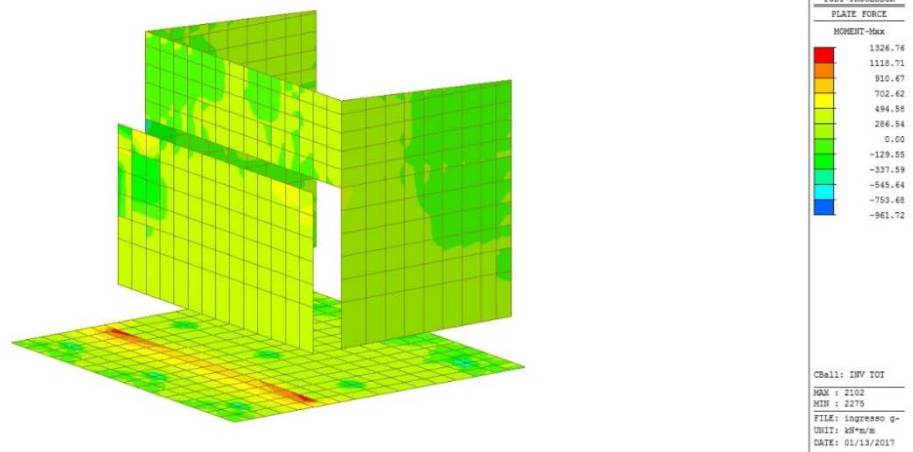


Figura 92 – Momento Flettente SLU – Mxx

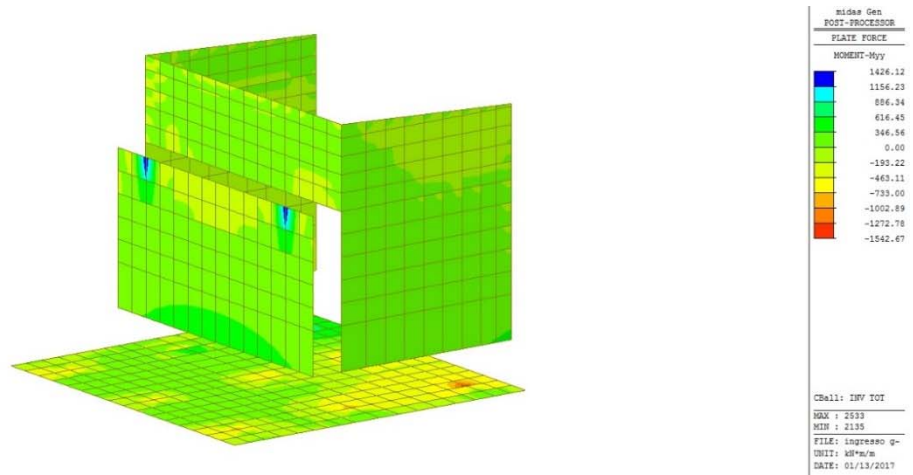


Figura 93 – Momento Flettente SLU – Myy

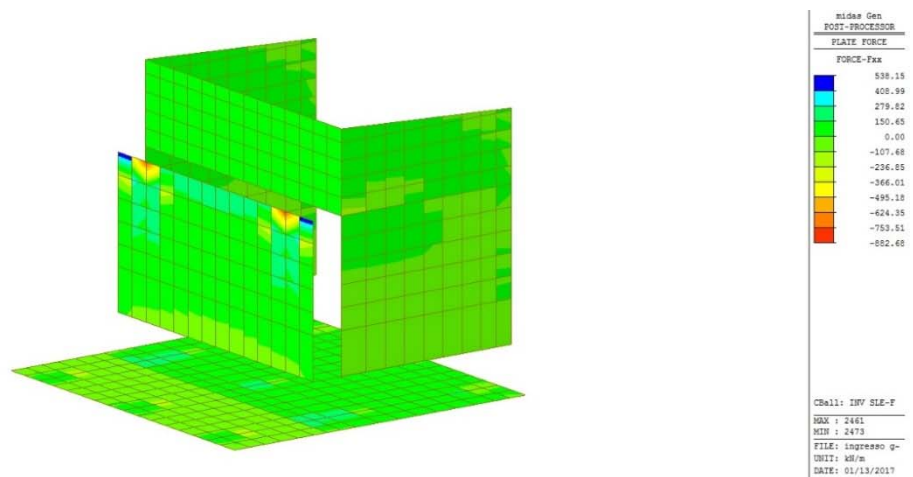


Figura 94 – Sforzo Normale SLE – Fxx

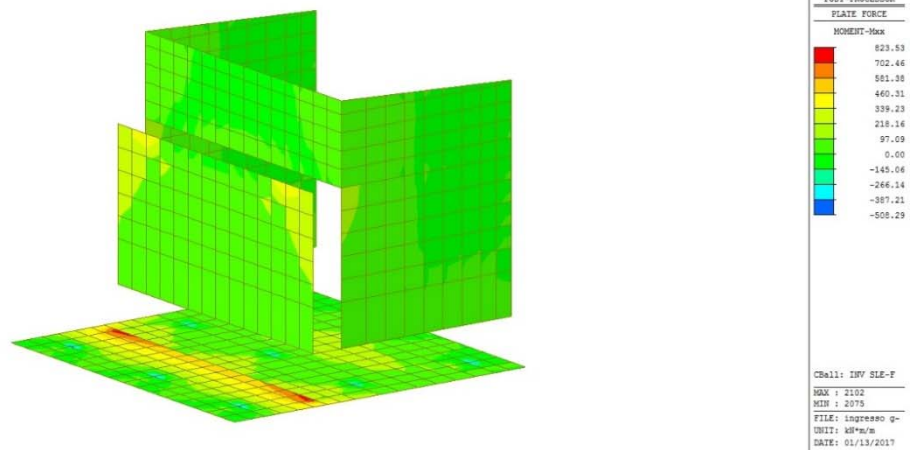


Figura 95 – Momento Flettente SLE – Mxx

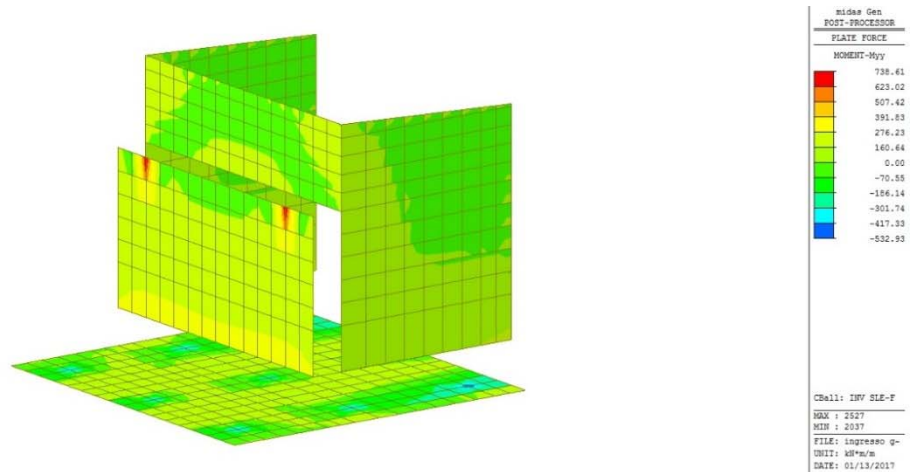


Figura 96 – Momento Flettente SLE – Myy

Le sollecitazioni agenti sulla zattera di fondazione agli SLU risultano essere le seguenti:

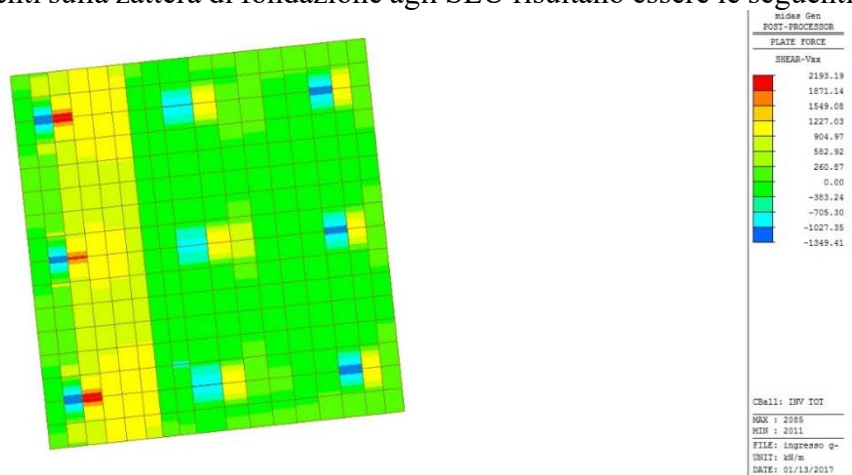


Figura 97 – Taglio – Vxx

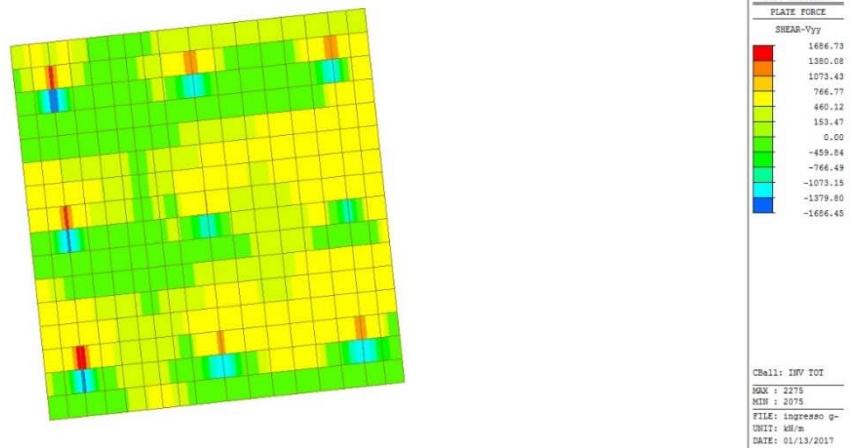


Figura 98 – Taglio – Vyy

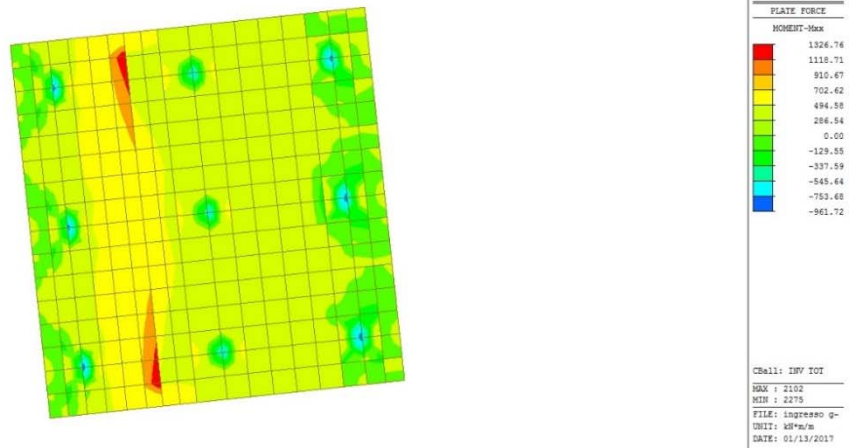


Figura 99 – Momento Flettente – Mxx

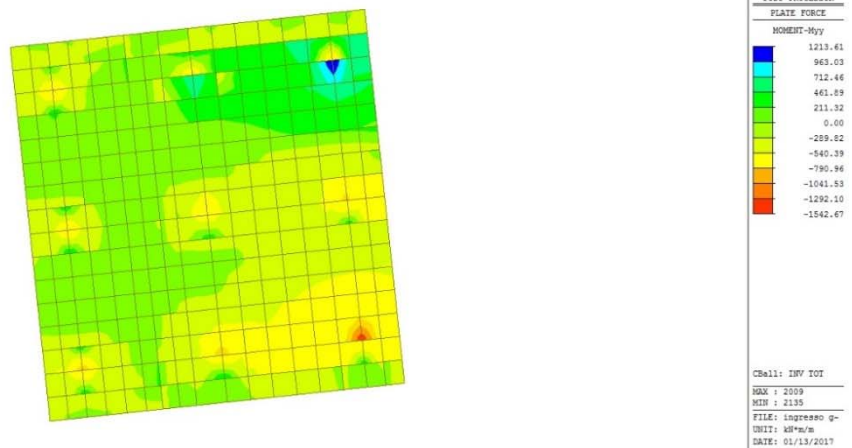


Figura 100 – Momento Flettente – Myy

Le sollecitazioni agenti sulla zattera di fondazione agli SLE risultano essere le seguenti:

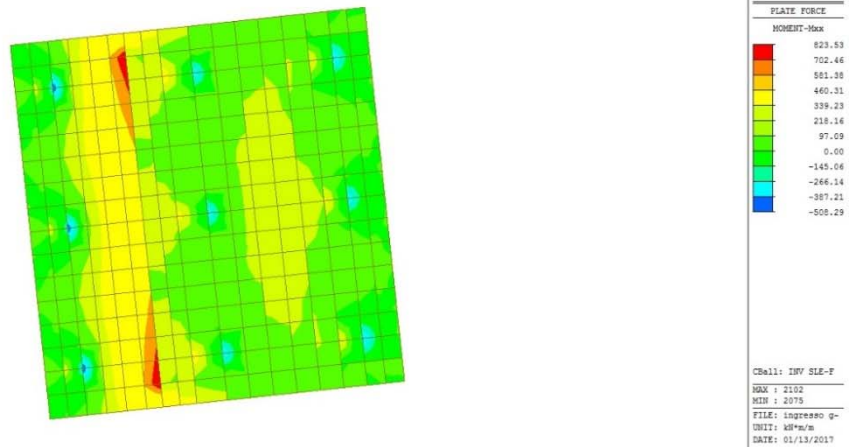


Figura 101 – Momento Flettente – M_{xx}

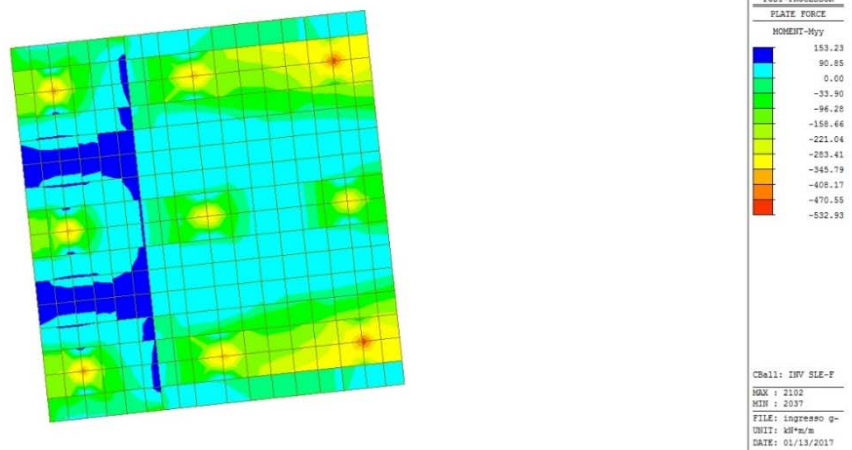


Figura 102 – Momento Flettente – M_{yy}

Le sollecitazioni agenti sul paramento agli SLU risultano essere le seguenti:

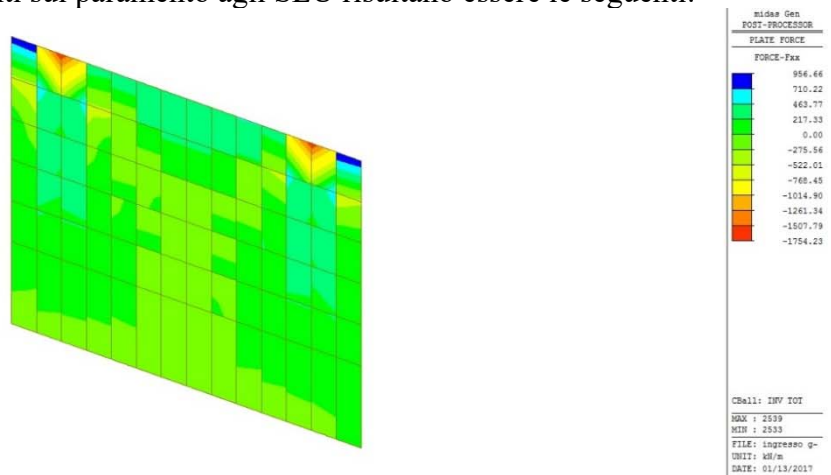
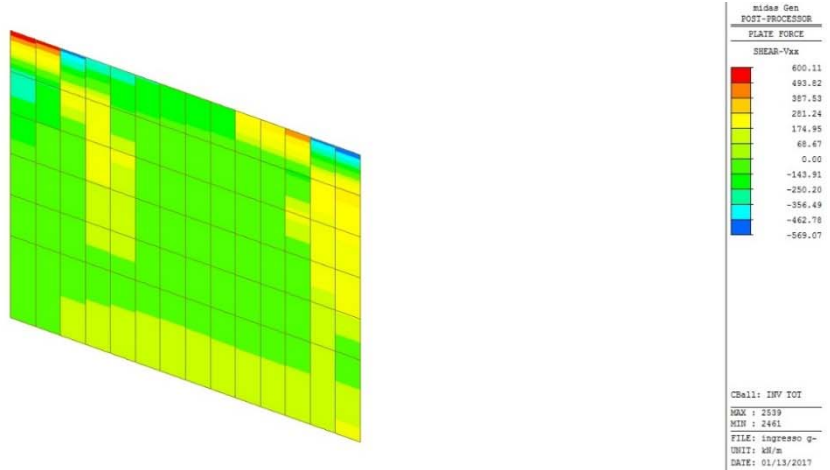
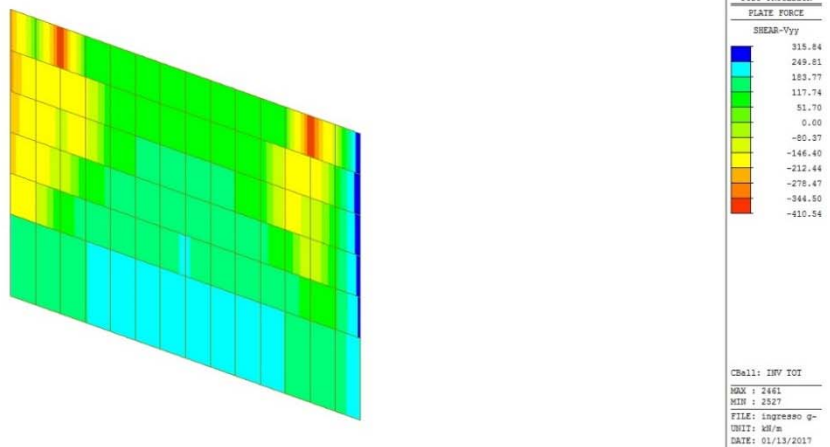
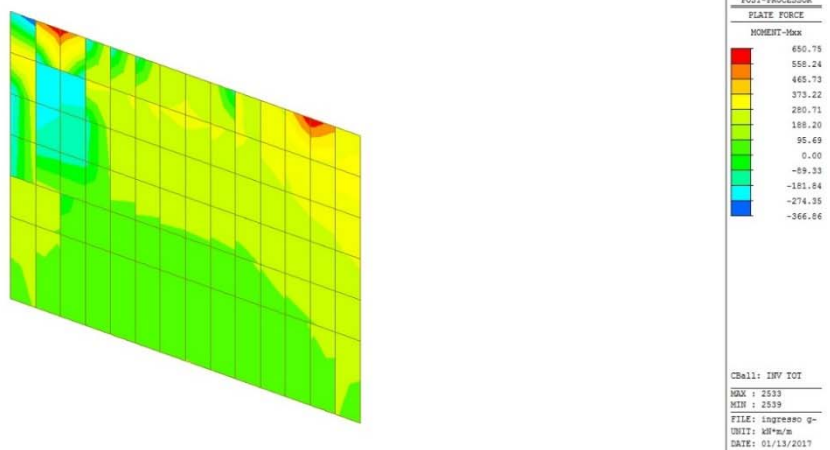


Figura 103 – Sforzo Normale – F_{xx}

Figura 104 – Taglio – V_{xx} Figura 105 – Taglio – V_{yy} Figura 106 – Momento Flettente – M_{xx}

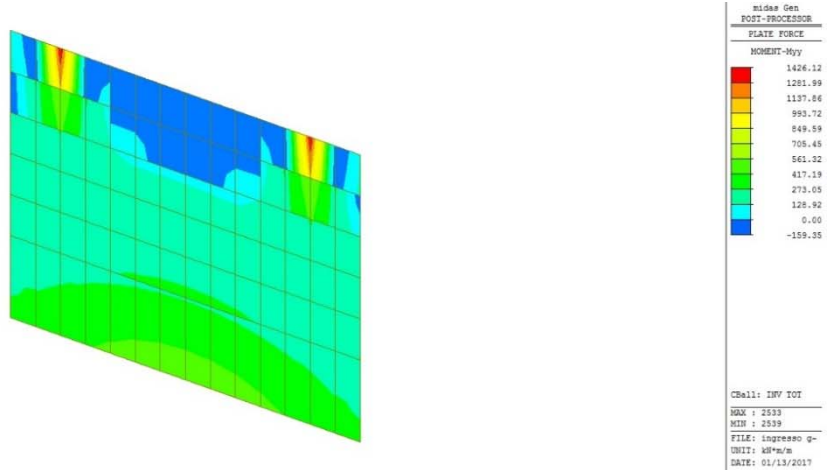


Figura 107 – Momento Flettente – M_{xx}

Le sollecitazioni agenti sul paramento agli SLE risultano essere le seguenti:

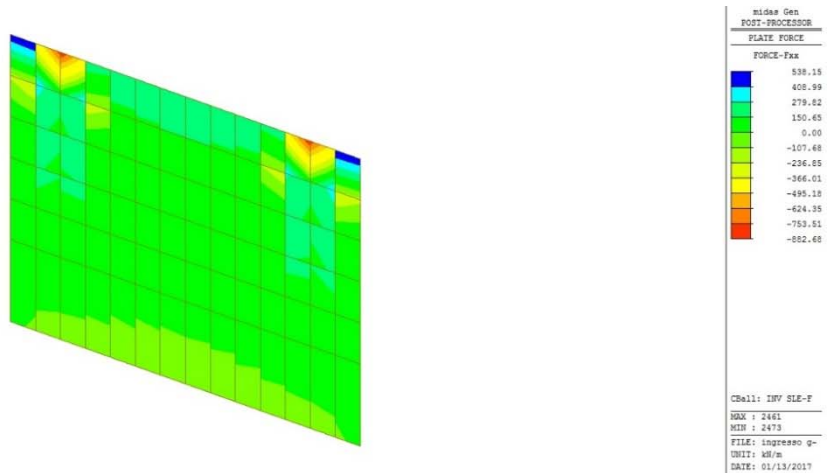


Figura 108 – Sforzo Normale – F_{xx}

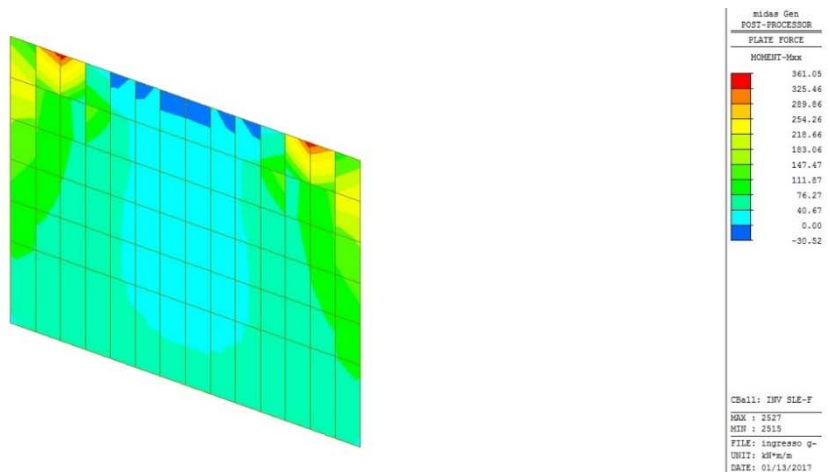


Figura 109 – Momento Flettente – M_{xx}

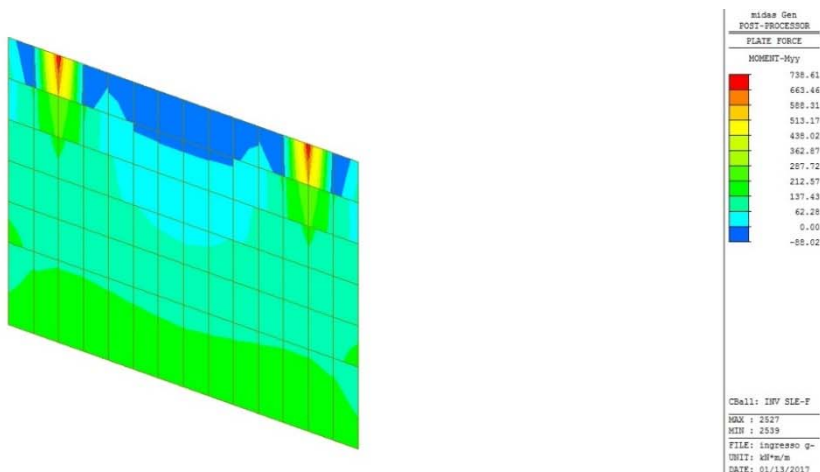
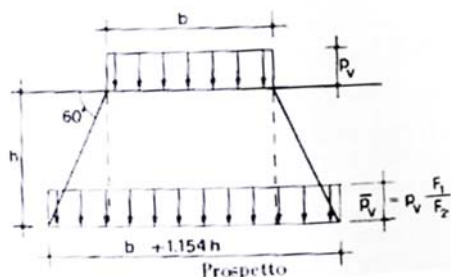


Figura 110 – Momento Flettente – Myy

Come già detto, per l'analisi del muro paraghiaia, è stato considerato, in accordo con il par. C.5.1.3.3.7.1 dalla Circ. 617/2009, lo schema di carico 1 con carico tandem distribuito su una superficie 3.00x2.20m, con diffusione del carico di 30° all'interno del rilevato.

Di seguito si riportano le sollecitazioni agenti sul muro paraghiaia, ottenute dall'analisi locale, in particolare considerando due combinazioni di carico, la prima GR1- SLU che considera il carico verticale massimo a tergo del muro e la seconda GR2-SLU, che considera l'azione di frenamento caratteristica e il carico verticale frequente:

Carichi sulla carreggiata						Carichi su marciapiedi e piste ciclabili
Carichi verticali				Carichi orizzontali		Carichi verticali
Gruppo di azioni	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5 kN/m ²
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		



Inoltre si riporta anche la caratteristica dell'asollecitazione in combinazione SLE rara e frequente.

COMBINAZIONE DI CARICO	M	V
	[kN m/m]	[kN /m]
GR1 - SLU	96.0	94.6
GR2 - SLU	147.6	109.7
GR2 - SLE-rara	109.4	81.3
GR1 - SLE-freq.	53.1	53.1

Per le verifiche si farà riferimento al valore massimo di sollecitazione ottenuto tra i valori sopra riportati, ottenuti dall'analisi locale ed i risultati ottenuti sul modello globale di seguito illustrati.

Le sollecitazioni agenti sul muro paraghiaia agli SLU risultano essere le seguenti:

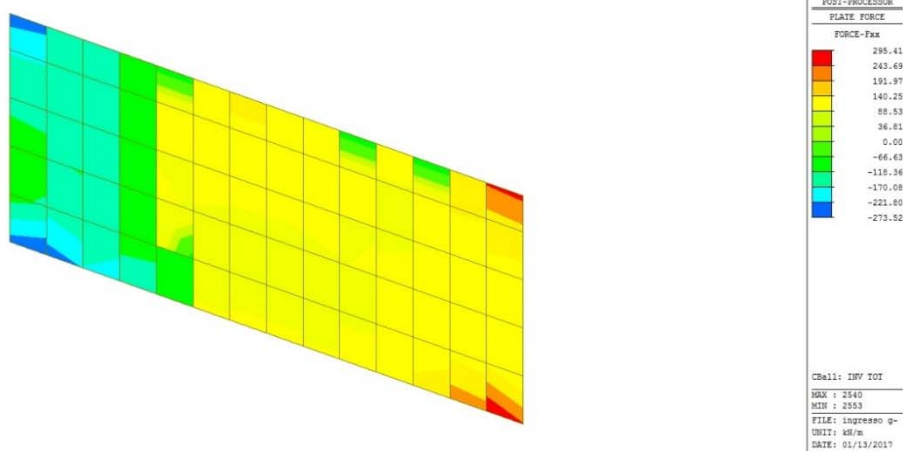


Figura 111 – Sforzo Normale – Fxx

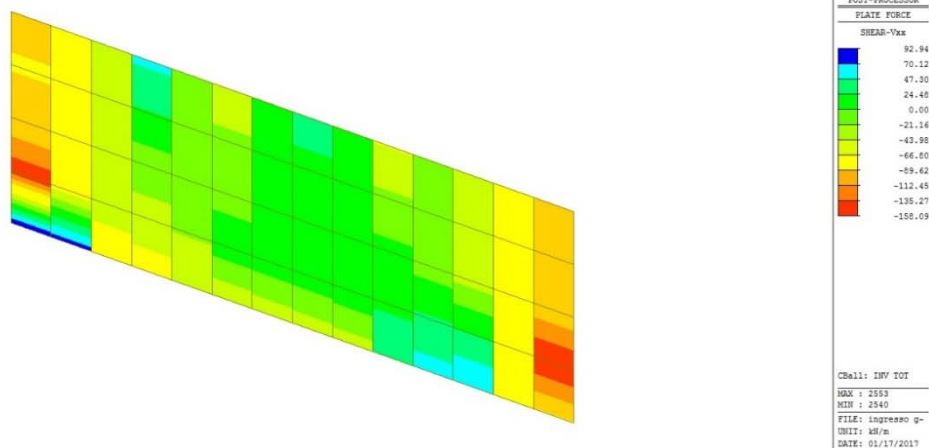
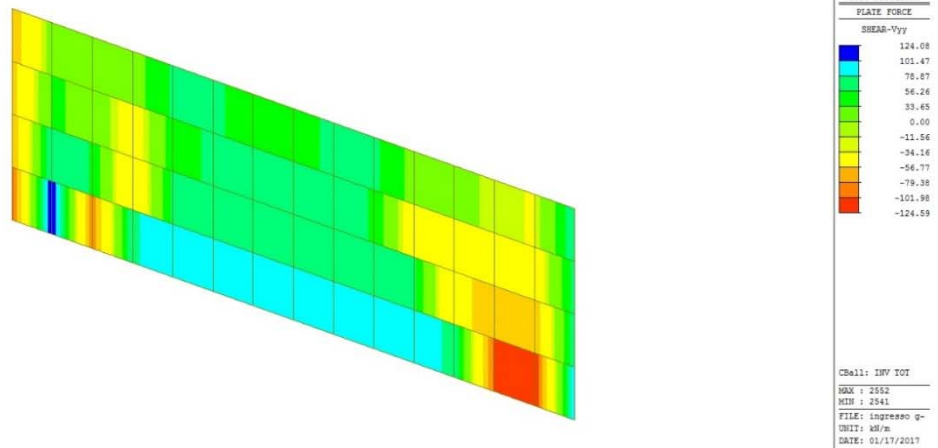
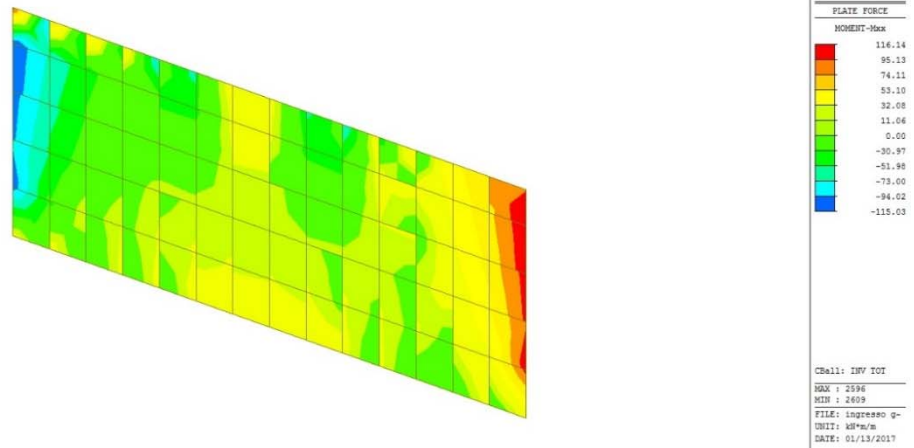
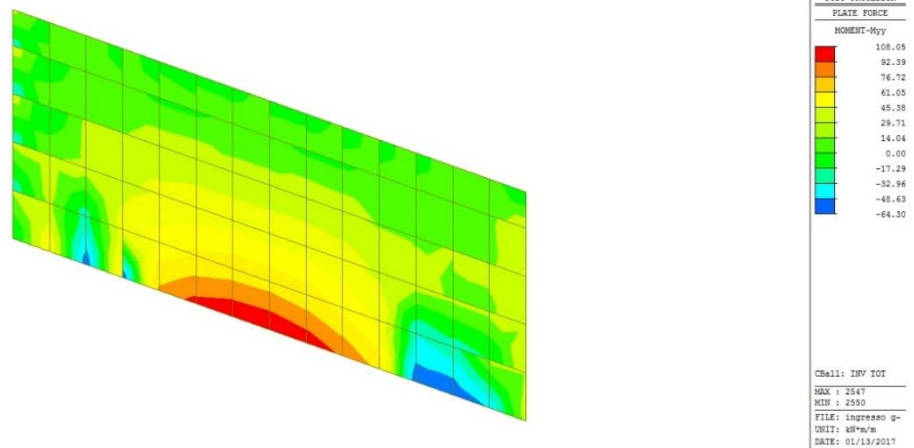


Figura 112 – Taglio – Vxx

Figura 113 – Taglio – V_{yy} Figura 114 – Momento Flettente – M_{xx} Figura 115 – Momento Flettente – M_{yy}

Le sollecitazioni agenti sul muro paraghiaia agli SLE risultano essere le seguenti:

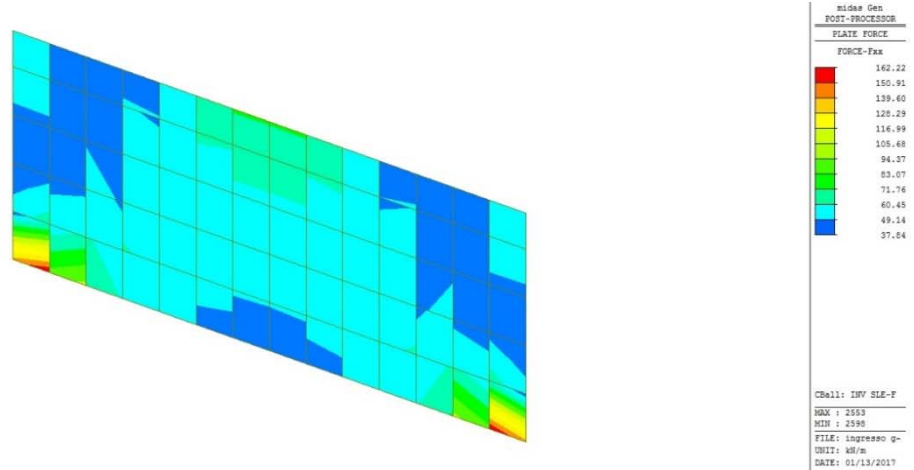


Figura 116 – Sforzo Normale – Fxx

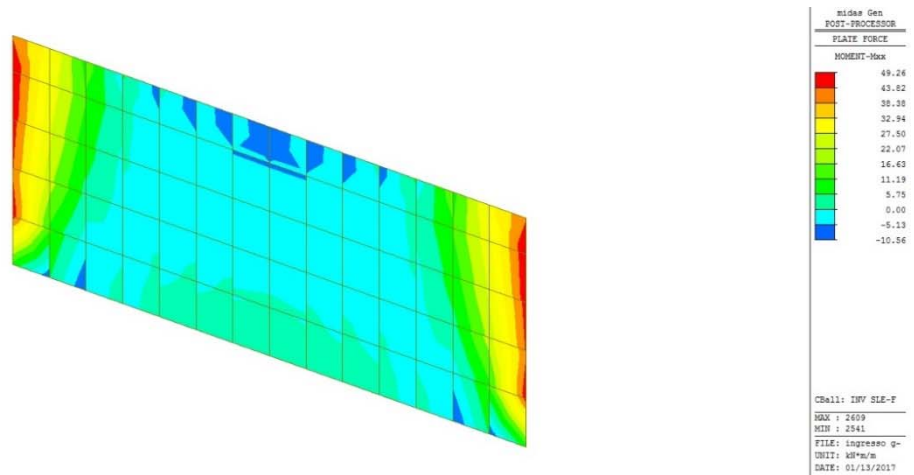


Figura 117 – Momento Flettente – Mxx

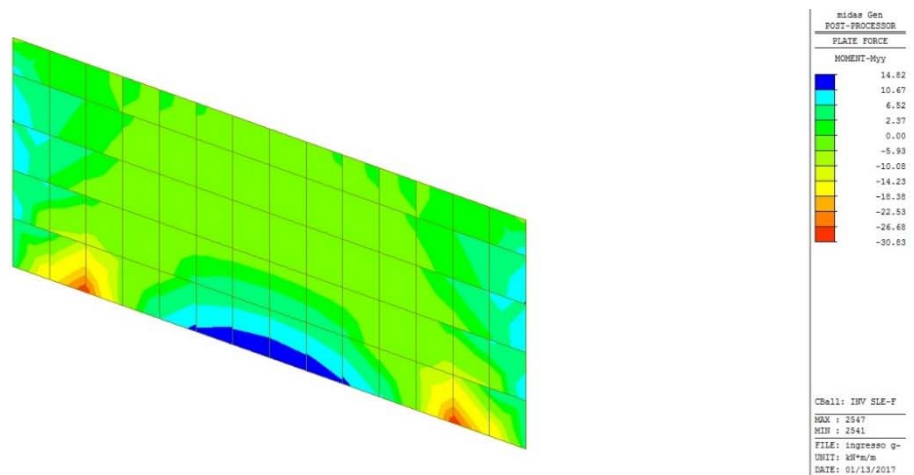


Figura 118 – Momento Flettente – Myy

Le sollecitazioni agenti sulla parte superiore dei muri andatori agli SLU risultano essere le seguenti:

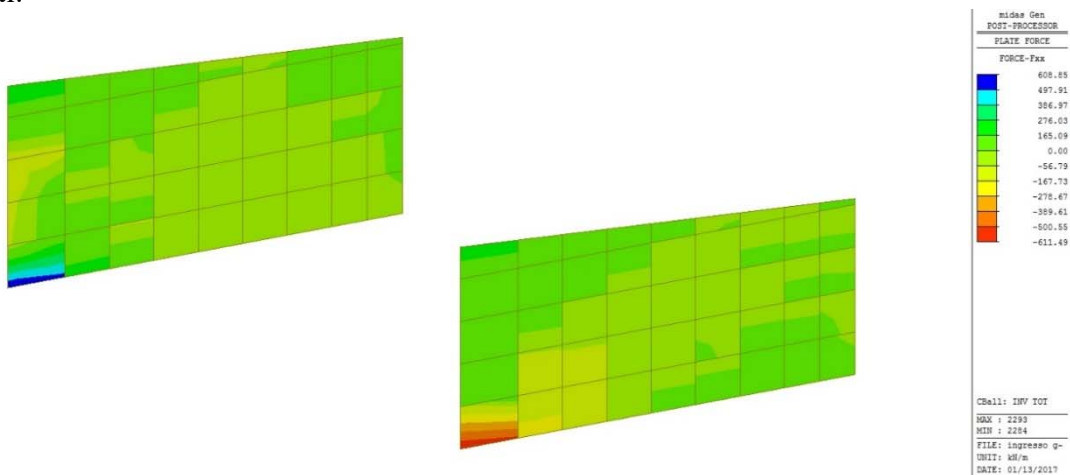


Figura 119 – Sforzo Normale – F_{xx}

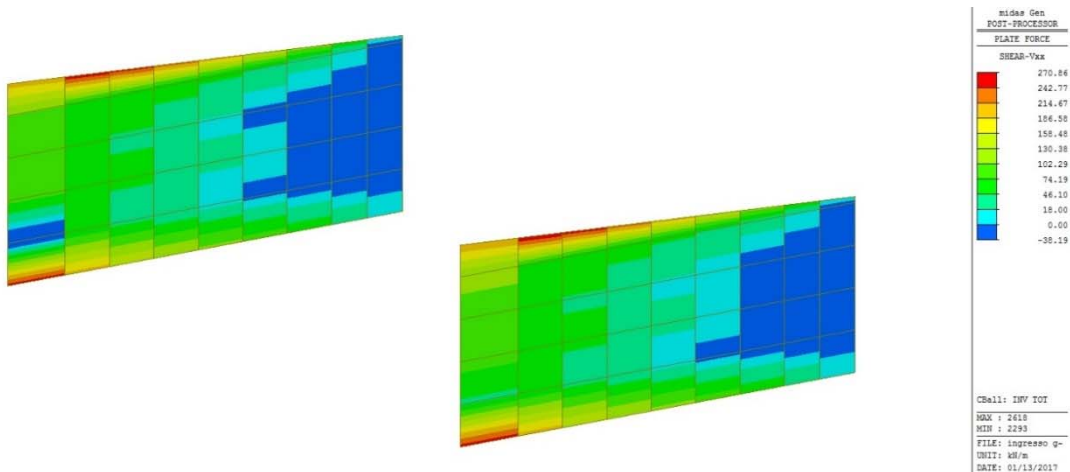


Figura 120 – Taglio – V_{xx}

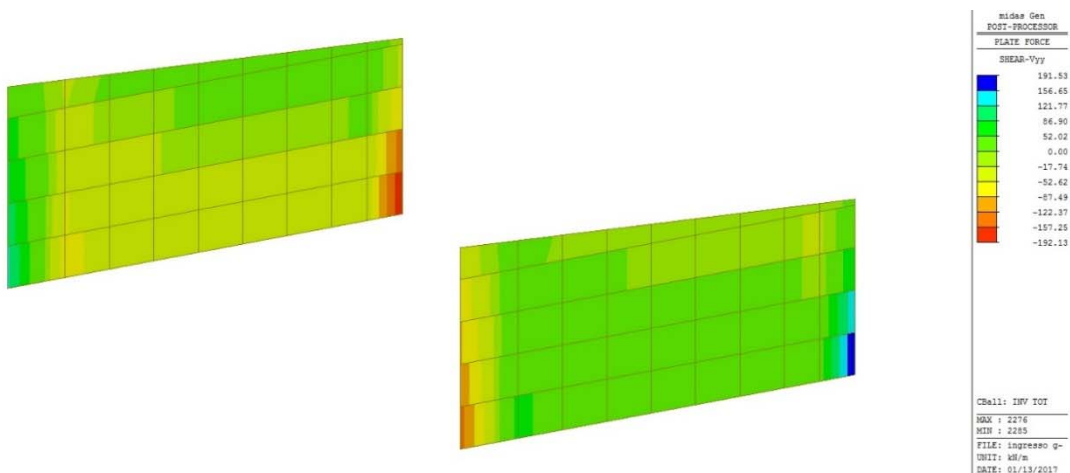


Figura 121 – Taglio – V_{yy}

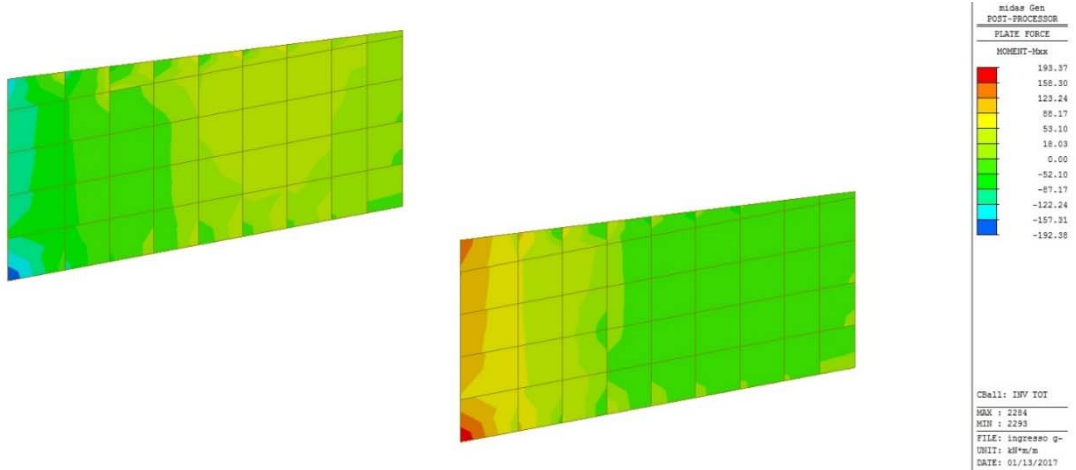


Figura 122 – Momento Flettente – M_{xx}

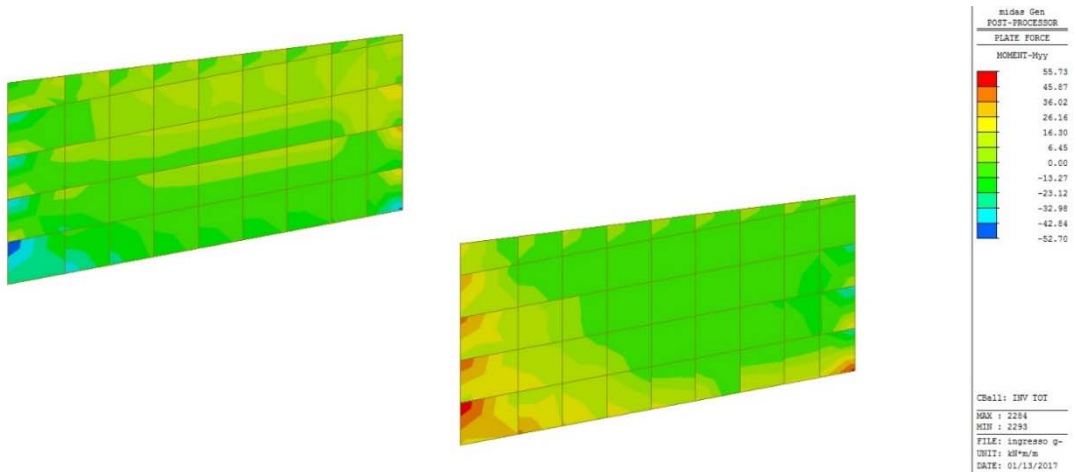


Figura 123 – Momento Flettente – M_{yy}

Le sollecitazioni agenti sulla parte superiore dei muri andatori agli SLE risultano essere le seguenti:

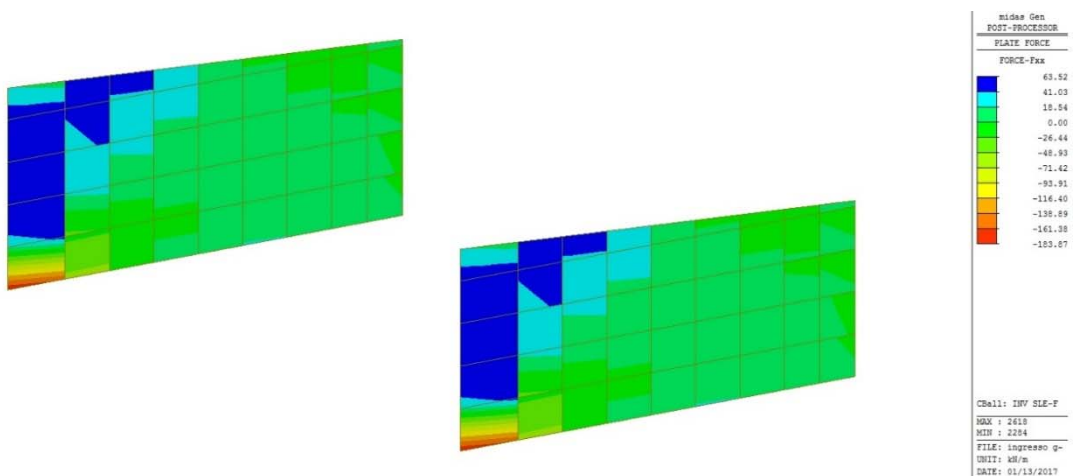


Figura 124 – Sforzo Normale – F_{xx}

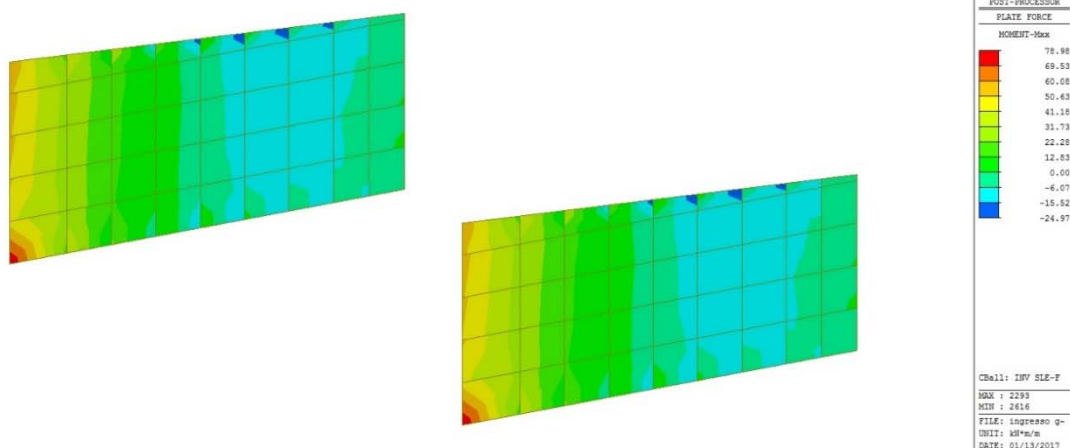


Figura 125 – Momento Flettente – M_{xx}

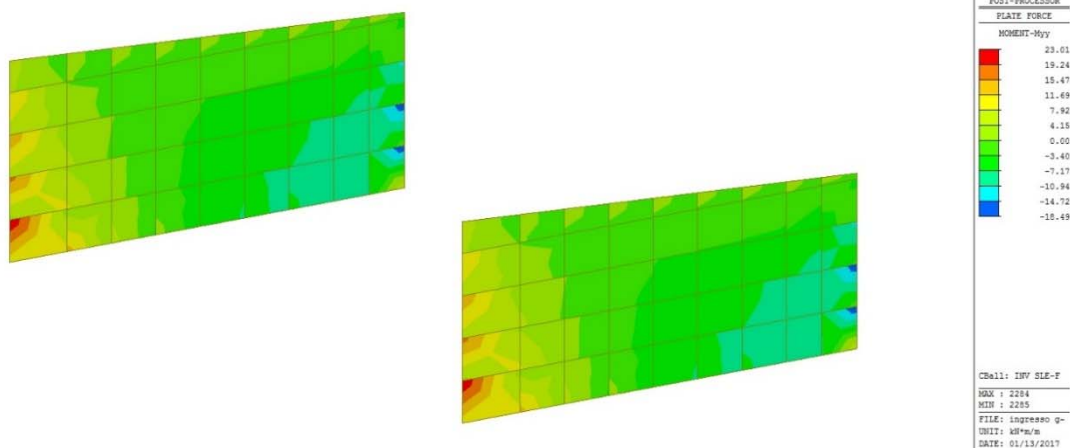


Figura 126 – Momento Flettente – M_{yy}

Le sollecitazioni agenti sulla parte inferiore dei muri andatori agli SLU risultano essere le seguenti:

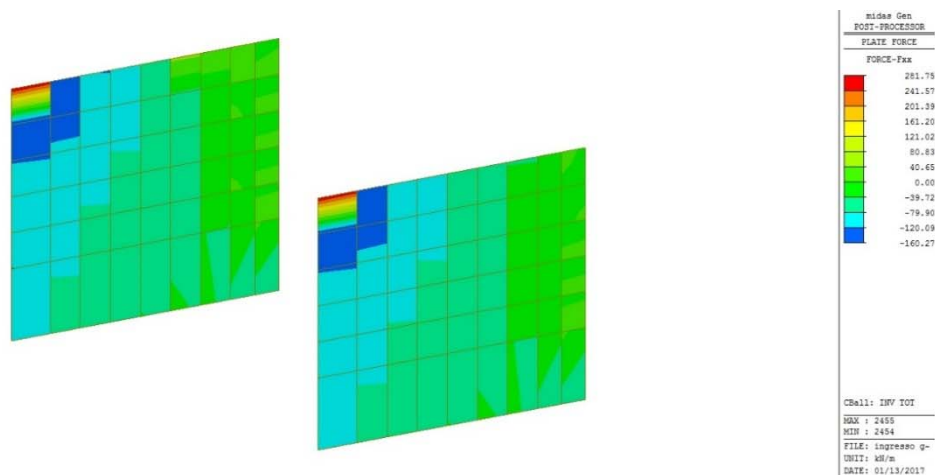
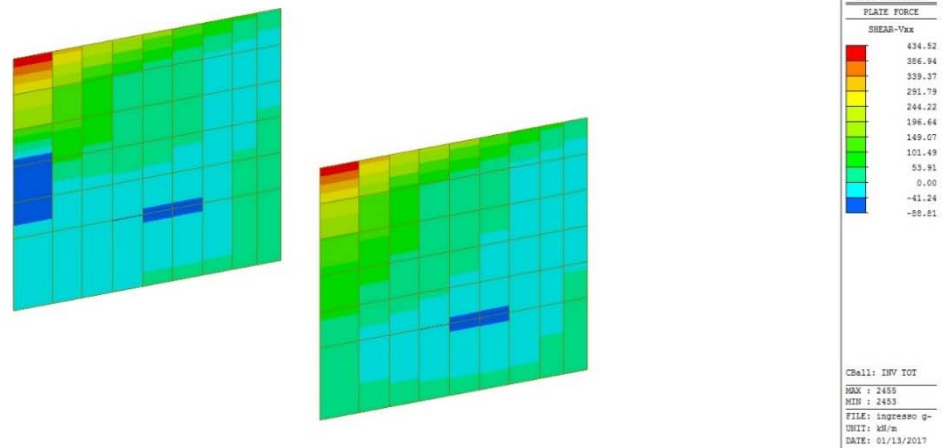
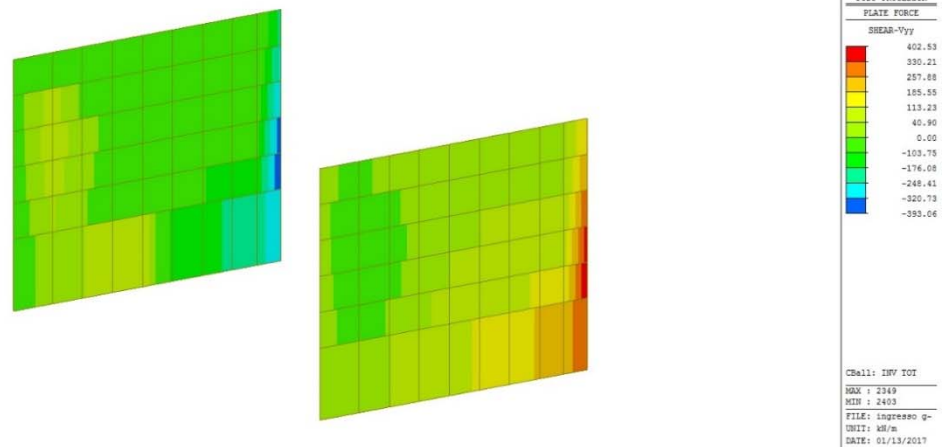
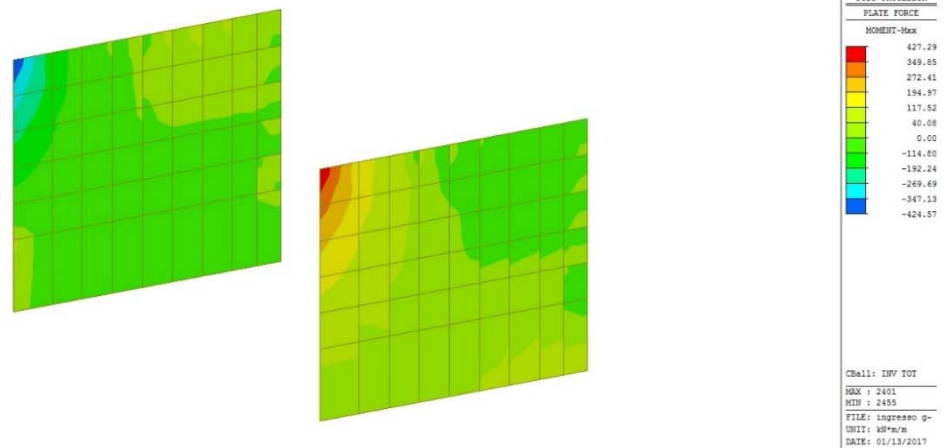


Figura 127 – Sforzo Normale – F_{xx}

Figura 128 – Taglio – V_{xx} Figura 129 – Taglio – V_{yy} Figura 130 – Momento Flettente – M_{xx}

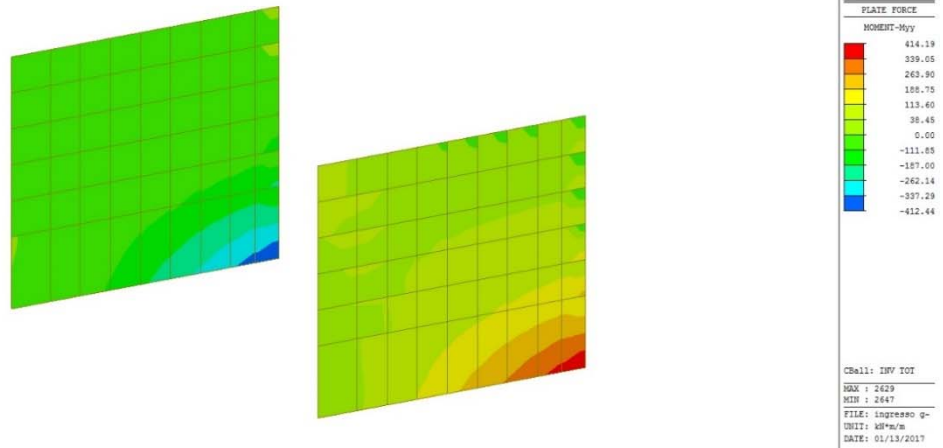


Figura 131 – Momento Flettente – Myy

Le sollecitazioni agenti sulla parte inferiore dei muri andatori agli SLE risultano essere le seguenti:

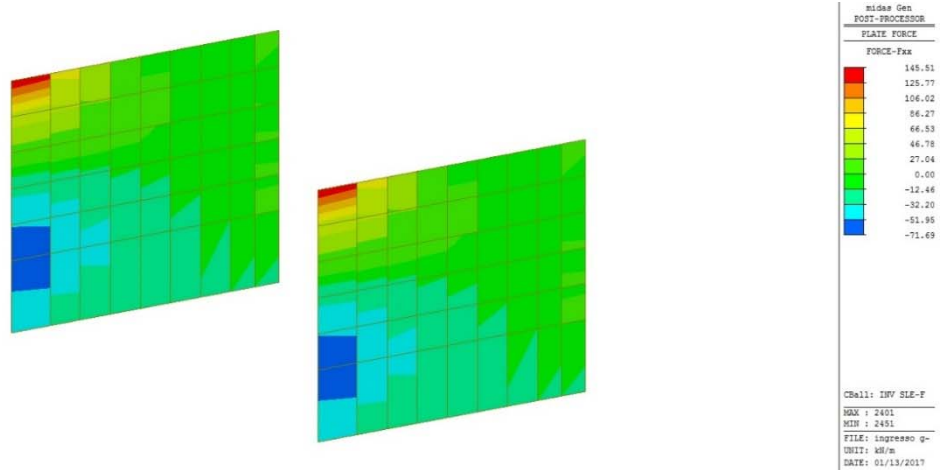


Figura 132 – Sforzo Normale – Fxx

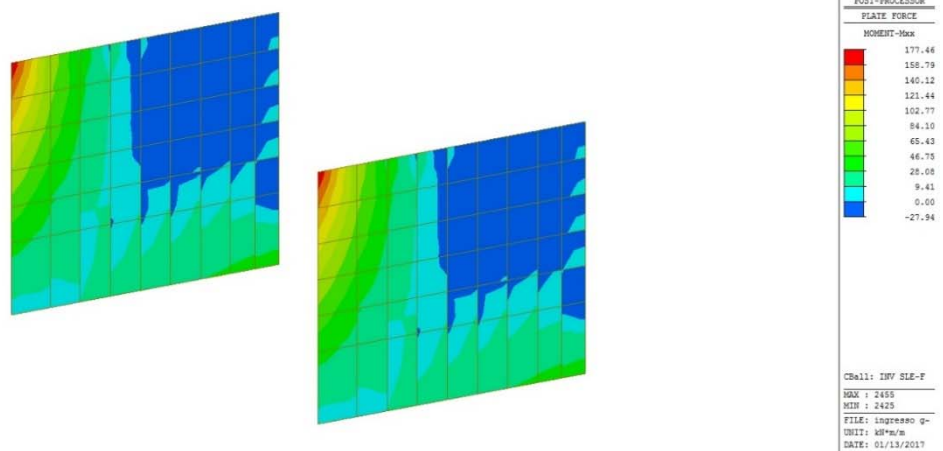


Figura 133 – Momento Flettente – Mxx

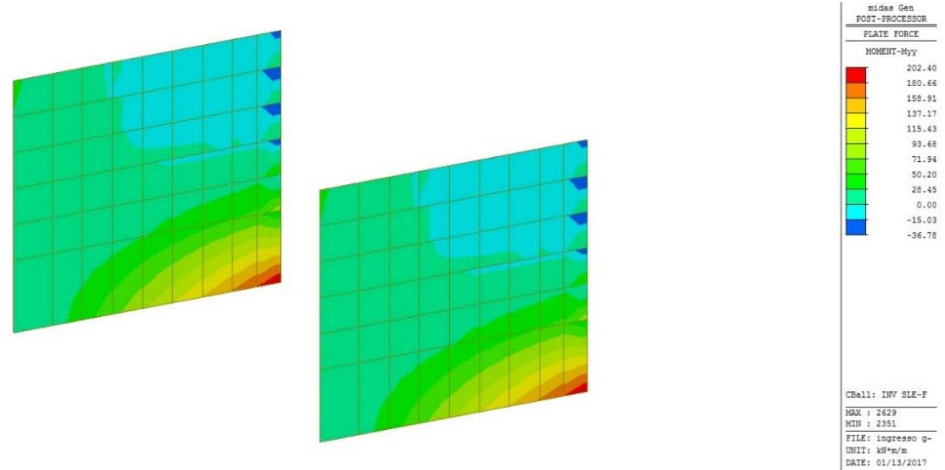


Figura 134 – Momento Flettente – Myy

10.3 Scarichi in fondazione Spalle S3/S4

Si riportano, di seguito, gli scarichi in fondazione degli elementi strutturali costituenti le Spalle del Sovrappasso di Ingresso.

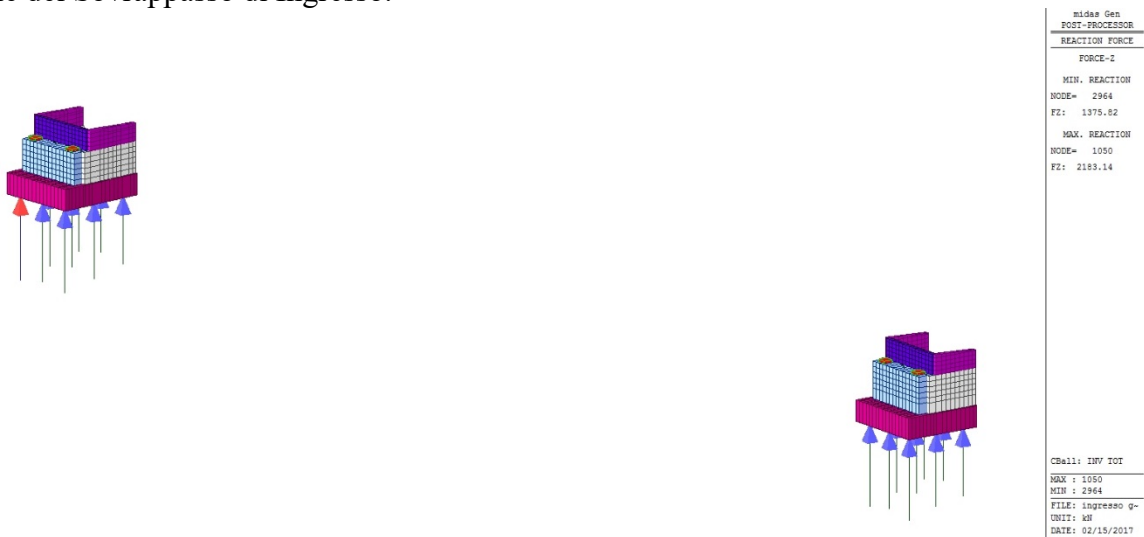


Figura 135 – Scarichi in fondazione

10.4 Verifica della zattera fondazione – Spalla S3

Si riportano in questo paragrafo le verifiche relative alla zattera di fondazione della Spalla S3 del Sovrappasso di Ingresso dell'opera in oggetto.

10.4.1 Verifiche SLU

10.4.1.1 Verifiche a flessione

Si considera un'armatura, lungo le due direzioni orizzontali principali, costituita da $\Phi 32/20$ superiore ed inferiore.

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	200	1	40.21	6
			2	40.21	194

Tipologia Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 1378.96 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipologia rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C28/35
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 15.87
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6667
 τ_{c1} 1.971

M_{xRd} 2,985 kN m
 σ_c -15.87 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 2.904 ‰
 ϵ_s 67.5 ‰
 d 194 cm
 x 8.003 x/d 0.04125
 δ 0.7

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

Figura 136 – Verifica a Flessione – M_{xx}

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	200	1	40.21	6
			2	40.21	194

Tipologia Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 1474.35 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipologia rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C28/35
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 15.87
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6667
 τ_{c1} 1.971

M_{xRd} 2,985 kN m
 σ_c -15.87 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 2.904 ‰
 ϵ_s 67.5 ‰
 d 194 cm
 x 8.003 x/d 0.04125
 δ 0.7

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

Figura 137 – Verifica a Flessione – M_{yy}

10.4.1.2 Verifiche di resistenza

Le verifiche di sicurezza della zattera di fondazione possono essere, inoltre, condotte con riferimento a schematizzazioni basate sull'individuazione di tiranti e puntoni.

Il meccanismo resistente è costituito da un tirante orizzontale inferiore, corrispondente all'armatura tesa, e da un puntone di calcestruzzo inclinato.

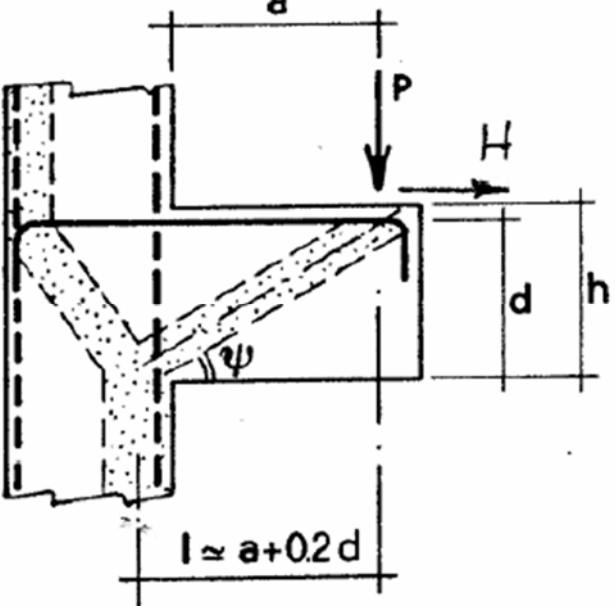
Resistenza di elementi tozzi, nelle zone diffuse e nei nodi - C4.1.2.1.5		
	P_{Ed}	2183.84 [kN]
	H_{Ed}	0 [kN]
	a	0.7 [m]
	b	3 [m]
	h	2 [m]
	c	0.06 [m]
	d	1.94 [m]
	l	1.088 [m]
	λ	0.62 [-]
	ϕ	32 [mm]
	n_{ϕ}	15 [-]
	A_s	12063.7 [mm ²]
	f_{yd}	391.30 [MPa]
	f_{cd}	15.87 [MPa]
	c	1 [-]
P_{Ed}	\leq	P_{Rs} 7575.5 [kN]
		\leq
		P_{Rc} 26606.3 [kN]

Figura 138 – Verifica Tirante Puntone Zattera di Fondazione Spalla S3

10.4.2 Verifiche SLE

10.4.2.1 Verifiche a fessurazione

Si riportano nel seguito le verifiche a fessurazione eseguite sulla zattera di fondazione della Spalla S3 nella combinazione frequente.

Tipo di combinazione SLE			
Comb.	Frequente		
Materiali			
Cls	C28/35	$f_{ctk}=f_{ctm}/1,2$ 2.36 MPa	f_{ck} 29.05 MPa
Acciaio	B450C	f_{yk} 450 MPa	
Sollecitazioni e caratteristiche della sezione			
M_{Ed}	863 kNm	Sollecitazione flettente	
N_{ed}	0 kN	Sforzo normale (negativo se di compressione)	
c	60 mm	Distanza dell'asse delle armature tese dal bordo	
H	2000 mm	Altezza totale della sezione	
B	1000 mm	Base della sezione	
d	1940 mm	Altezza utile della sezione	
A_s	4021 mm ²	Armatura tesa	
$A's$	4021 mm ²	Armatura compressa	
n	15	Omogeneizzazione acciaio/cls compr.	
y	1000 mm	Posizione del baricentro	
Calcolo del momento di fessurazione (sezione non fessurata)			
A^*	2120630 mm ²	Area omogeneizzata	
I^*	7.7326E+11 mm ⁴	Inerzia omogeneizzata	
M_{fess}	1826.81 kNm	Momento di prima fessurazione >MEd	
SEZIONE NON FESSURATA			

Figura 139 – Verifica a fessurazione – Mxx

Tipo di combinazione SLE			
Comb.	Frequente		
Materiali			
Cls	C28/35	$f_{ctk}=f_{ctm}/1,2$ 2.36 MPa	f_{ck} 29.05 MPa
Acciaio	B450C	f_{yk} 450 MPa	
Sollecitazioni e caratteristiche della sezione			
M_{Ed}	565.85 kNm	Sollecitazione flettente	
N_{ed}	0 kN	Sforzo normale (negativo se di compressione)	
c	60 mm	Distanza dell'asse delle armature tese dal bordo	
H	2000 mm	Altezza totale della sezione	
B	1000 mm	Base della sezione	
d	1940 mm	Altezza utile della sezione	
A_s	4021 mm ²	Armatura tesa	
$A's$	4021 mm ²	Armatura compressa	
n	15	Omogeneizzazione acciaio/cls compr.	
y	1000 mm	Posizione del baricentro	
Calcolo del momento di fessurazione (sezione non fessurata)			
A^*	2120630 mm ²	Area omogeneizzata	
I^*	7.7326E+11 mm ⁴	Inerzia omogeneizzata	
M_{fess}	1826.81 kNm	Momento di prima fessurazione >MEd	
SEZIONE NON FESSURATA			

Figura 140 – Verifica a fessurazione – Myy

10.4.2.2 Verifiche tensionali

Si riportano nel seguito le verifiche tensionali eseguite sulla zattera di fondazione della Spalla S3 nella combinazione rara.

Calcolo delle tensioni nel caso di flessione semplice (sezione fessurata)			
x_c	385 mm	Posizione dell'asse neutro	
I_{ci}	1.7124E+11 mm ⁴	Inerzia omogeneizzata	
f	121 mm		
h_o	1000 mm		
σ_{tmax}	138.65 MPa	Tensione nell'acciaio	Verifica tensionale OK
σ_{cmax}	2.29 MPa	Tensione nel calcestruzzo	Verifica tensionale OK
M_y	3304 kNm	Momento allo snervamento	

Figura 141 – Verifica tensionale – Mxx

Calcolo delle tensioni nel caso di flessione semplice (sezione fessurata)			
x_c	385 mm	Posizione dell'asse neutro	
I_{ci}	1.7124E+11 mm ⁴	Inerzia omogeneizzata	
f	121 mm		
h_o	1000 mm		
σ_{tmax}	82.81 MPa	Tensione nell'acciaio	Verifica tensionale OK
σ_{cmax}	1.37 MPa	Tensione nel calcestruzzo	Verifica tensionale OK
M_y	3304 kNm	Momento allo snervamento	

Figura 142 – Verifica tensionale – Myy

10.5 Verifica della zattera fondazione – Spalla S4

Si riportano in questo paragrafo le verifiche relative alla zattera di fondazione della Spalla S4 del Sovrappasso di Ingresso dell'opera in oggetto.

10.5.1 Verifiche SLU

10.5.1.1 Verifiche a flessione

Si considera un'armatura, lungo le due direzioni orizzontali principali, costituita da $\Phi 32/20$ superiore ed inferiore.

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm ²]	d [cm]
1	100	200	1	40.21	6
			2	40.21	194

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Diagramma della sezione trasversale con l'armatura superiore e inferiore.

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 1326.76 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipologia rottura Lato acciaio - Acciaio snervato

M_{xRd} 2,985 kN m

Materiali: B450C C28/35

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 15.87 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6667
 τ_{c1} 1.971

σ_c -15.87 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 2.904 ‰
 ϵ_s 67.5 ‰
d 194 cm
x 8.003 x/d 0.04125
 δ 0.7

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Figura 143 – Verifica a Flessione – Mxx

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm ²]	d [cm]
1	100	200	1	40.21	6
			2	40.21	194

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Diagramma della sezione trasversale con l'armatura superiore e inferiore.

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 1542.67 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipologia rottura Lato acciaio - Acciaio snervato

M_{xRd} 2,985 kN m

Materiali: B450C C28/35

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 15.87 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6667
 τ_{c1} 1.971

σ_c -15.87 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 2.904 ‰
 ϵ_s 67.5 ‰
d 194 cm
x 8.003 x/d 0.04125
 δ 0.7

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Figura 144 – Verifica a Flessione – Myy

10.5.1.2 Verifiche di resistenza

Le verifiche di sicurezza della zattera di fondazione possono essere, inoltre, condotte con riferimento a schematizzazioni basate sull'individuazione di tiranti e puntoni.

Il meccanismo resistente è costituito da un tirante orizzontale inferiore, corrispondente all'armatura tesa, e da un puntone di calcestruzzo inclinato.

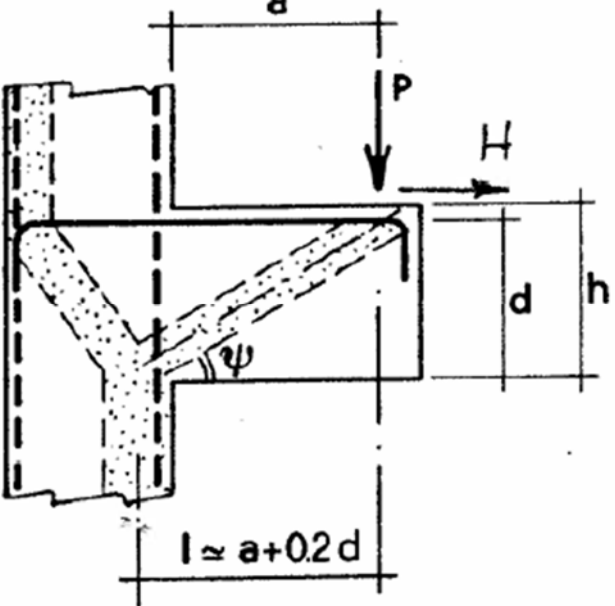
Resistenza di elementi tozzi, nelle zone diffuse e nei nodi - C4.1.2.1.5		
	P_{Ed}	2126.73 [KN]
	H_{Ed}	0 [KN]
	a	0.7 [m]
	b	3 [m]
	h	2 [m]
	c	0.06 [m]
	d	1.94 [m]
	l	1.088 [m]
	λ	0.62 [-]
	ϕ	32 [mm]
	n_{ϕ}	15 [-]
	A_s	12063.7 [mm ²]
	f_{yd}	391.30 [MPa]
	f_{cd}	15.87 [MPa]
	c	1 [-]
P_{Ed}	\leq	P_{Rs} 7575.5 [KN]
		\leq
		P_{Rc} 26606.3 [KN]

Figura 145 – Verifica Tirante Puntone Zattera di Fondazione Spalla S4

10.5.2 Verifiche SLE

10.5.2.1 Verifiche a fessurazione

Si riportano nel seguito le verifiche a fessurazione eseguite sulla zattera di fondazione della Spalla S4 nella combinazione frequente.

Tipo di combinazione SLE			
Comb.	Frequente		
Materiali			
Cls	C28/35	$f_{ctk}=f_{ctm}/1,2$ 2.36 MPa	f_{ck} 29.05 MPa
Acciaio	B450C	f_{yk} 450 MPa	
Sollecitazioni e caratteristiche della sezione			
M_{Ed}	823.53 kNm	Sollecitazione flettente	
N_{ed}	0 kN	Sforzo normale (negativo se di compressione)	
c	60 mm	Distanza dell'asse delle armature tese dal bordo	
H	2000 mm	Altezza totale della sezione	
B	1000 mm	Base della sezione	
d	1940 mm	Altezza utile della sezione	
A_s	4021 mm ²	Armatura tesa	
$A's$	4021 mm ²	Armatura compressa	
n	15	Omogeneizzazione acciaio/cls compr.	
y	1000 mm	Posizione del baricentro	
Calcolo del momento di fessurazione (sezione non fessurata)			
A^*	2120630 mm ²	Area omogeneizzata	
I^*	7.7326E+11 mm ⁴	Inerzia omogeneizzata	
M_{fess}	1826.81 kNm	Momento di prima fessurazione >MEd	
SEZIONE NON FESSURATA			

Figura 146 – Verifica a fessurazione – Mxx

Tipo di combinazione SLE			
Comb.	Frequente		
Materiali			
Cls	C28/35	$f_{ctk}=f_{ctm}/1,2$ 2.36 MPa	f_{ck} 29.05 MPa
Acciaio	B450C	f_{yk} 450 MPa	
Sollecitazioni e caratteristiche della sezione			
M_{Ed}	532.93 kNm	Sollecitazione flettente	
N_{ed}	0 kN	Sforzo normale (negativo se di compressione)	
c	60 mm	Distanza dell'asse delle armature tese dal bordo	
H	2000 mm	Altezza totale della sezione	
B	1000 mm	Base della sezione	
d	1940 mm	Altezza utile della sezione	
A_s	4021 mm ²	Armatura tesa	
$A's$	4021 mm ²	Armatura compressa	
n	15	Omogeneizzazione acciaio/cls compr.	
y	1000 mm	Posizione del baricentro	
Calcolo del momento di fessurazione (sezione non fessurata)			
A^*	2120630 mm ²	Area omogeneizzata	
I^*	7.7326E+11 mm ⁴	Inerzia omogeneizzata	
M_{fess}	1826.81 kNm	Momento di prima fessurazione >MEd	
SEZIONE NON FESSURATA			

Figura 147 – Verifica a fessurazione – Myy

10.5.2.2 Verifiche tensionali

Si riportano nel seguito le verifiche tensionali eseguite sulla zattera di fondazione della Spalla S4 nella combinazione rara.

Calcolo delle tensioni nel caso di flessione semplice (sezione fessurata)			
x_c	385 mm	Posizione dell'asse neutro	
I_{ci}	1.7124E+11 mm ⁴	Inerzia omogeneizzata	
f	121 mm		
h_o	1000 mm		
σ_{tmax}	133.48 MPa	Tensione nell'acciaio	Verifica tensionale OK
σ_{cmax}	2.20 MPa	Tensione nel calcestruzzo	Verifica tensionale OK
M_y	3304 kNm	Momento allo snervamento	

Figura 148 – Verifica tensionale – Mxx

Calcolo delle tensioni nel caso di flessione semplice (sezione fessurata)			
x_c	385 mm	Posizione dell'asse neutro	
I_{ci}	1.7124E+11 mm ⁴	Inerzia omogeneizzata	
f	121 mm		
h_o	1000 mm		
σ_{tmax}	81.72 MPa	Tensione nell'acciaio	Verifica tensionale OK
σ_{cmax}	1.35 MPa	Tensione nel calcestruzzo	Verifica tensionale OK
M_y	3304 kNm	Momento allo snervamento	

Figura 149 – Verifica tensionale – Myy

10.6 Verifica del paramento – Spalla S3

Si riportano in questo paragrafo le verifiche relative al paramento della Spalla S3 del Sovrappasso di Ingresso dell'opera in oggetto.

10.6.1 Verifiche SLU

10.6.1.1 Verifiche a flessione

Si considera, per la flessione agente lungo il piano orizzontale, un'armatura costituita da $\Phi 20/20$ sul lato interno e $\Phi 20/20$ sul lato esterno; viceversa, per la flessione agente lungo il piano verticale, si considera un'armatura costituita da $\Phi 24/20$ sul lato interno e $\Phi 20/20$ sul lato esterno.

Titolo: Verifica a flessione Paramento - Mxx

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	185	1	15,71	4
			2	15,71	181

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 621,39 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato acciaio - Acciaio snervato

M_{xRd} 1 100 kNm

Materiali B450C C32/40

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s/E_c 200 000 N/mm² f_{cd} 18,13 ‰
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12,25 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
 τ_{c1} 2,114

σ_c -17,91 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 1,782 ‰
 ϵ_s 67,5 ‰
d 181 cm
x 4,655 x/d 0,02572
 δ 0,7

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U. + S.L.U.
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviala

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Figura 150 – Verifica a Flessione – Mxx

Titolo: Verifica a flessione Paramento - Myy

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	185	1	15,71	4
			2	22,62	181

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 1420,73 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato acciaio - Acciaio snervato

M_{xRd} 1 579 kNm

Materiali B450C C32/40

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s/E_c 200 000 N/mm² f_{cd} 18,13 ‰
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12,25 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
 τ_{c1} 2,114

σ_c -18,13 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 2,129 ‰
 ϵ_s 67,5 ‰
d 181 cm
x 5,534 x/d 0,03058
 δ 0,7

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U. + S.L.U.
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviala

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Figura 151 – Verifica a Flessione – Myy

10.6.2 Verifiche SLE

10.6.2.1 Verifiche a fessurazione

Si riportano nel seguito le verifiche a fessurazione eseguite sul paramento della Spalla S3 nella combinazione frequente.

Tipo di combinazione SLE			
Comb.	Frequente		
Materiali			
Cls	C32/40	$f_{ctk}=f_{ctm}/1,2$ 2.58 MPa	f_{ck} 33.2 MPa
Acciaio	B450C	f_{yk} 450 MPa	
Sollecitazioni e caratteristiche della sezione			
M_{Ed}	342.17 kNm	Sollecitazione flettente	
N_{ed}	0 kN	Sforzo normale (negativo se di compressione)	
c	40 mm	Distanza dell'asse delle armature tese dal bordo	
H	1850 mm	Altezza totale della sezione	
B	1000 mm	Base della sezione	
d	1810 mm	Altezza utile della sezione	
A_s	1570 mm ²	Armatura tesa	
$A's$	1570 mm ²	Armatura compressa	
n	15	Omogeneizzazione acciaio/cls compr.	
y	925 mm	Posizione del baricentro	
Calcolo del momento di fessurazione (sezione non fessurata)			
A^*	1897100 mm ²	Area omogeneizzata	
I^*	5.6453E+11 mm ⁴	Inerzia omogeneizzata	
M_{fess}	1576.06 kNm	Momento di prima fessurazione >MEd	
SEZIONE NON FESSURATA			

Figura 154 – Verifica a fessurazione – Mxx

Tipo di combinazione SLE			
Comb.	Frequente		
Materiali			
Cls	C32/40	$f_{ctk}=f_{ctm}/1,2$ 2.58 MPa	f_{ck} 33.2 MPa
Acciaio	B450C	f_{yk} 450 MPa	
Sollecitazioni e caratteristiche della sezione			
M_{Ed}	747.54 kNm	Sollecitazione flettente	
N_{ed}	0 kN	Sforzo normale (negativo se di compressione)	
c	40 mm	Distanza dell'asse delle armature tese dal bordo	
H	1850 mm	Altezza totale della sezione	
B	1000 mm	Base della sezione	
d	1810 mm	Altezza utile della sezione	
A_s	2260.8 mm ²	Armatura tesa	
$A's$	1570 mm ²	Armatura compressa	
n	15	Omogeneizzazione acciaio/cls compr.	
y	925 mm	Posizione del baricentro	
Calcolo del momento di fessurazione (sezione non fessurata)			
A^*	1907462 mm ²	Area omogeneizzata	
I^*	5.7264E+11 mm ⁴	Inerzia omogeneizzata	
M_{fess}	1598.72 kNm	Momento di prima fessurazione >MEd	
SEZIONE NON FESSURATA			

Figura 155 – Verifica a fessurazione – Myy

10.6.2.2 Verifiche tensionali

Si riportano nel seguito le verifiche tensionali eseguite sul paramento della Spalla S3 nella combinazione rara.

Calcolo delle tensioni nel caso di flessione semplice (sezione fessurata)			
x_c	258 mm	Posizione dell'asse neutro	
I_{ci}	6.3166E+10 mm ⁴	Inerzia omogeneizzata	
f	39 mm		
h_o	1119 mm		
σ_{tmax}	168.72 MPa	Tensione nell'acciaio	Verifica tensionale OK
σ_{cmax}	1.87 MPa	Tensione nel calcestruzzo	Verifica tensionale OK
M_y	1221 kNm	Momento allo snervamento	

Figura 156 – Verifica tensionale – M_{xx}

Calcolo delle tensioni nel caso di flessione semplice (sezione fessurata)			
x_c	300 mm	Posizione dell'asse neutro	
I_{ci}	8.7915E+10 mm ⁴	Inerzia omogeneizzata	
f	57 mm		
h_o	1085 mm		
σ_{tmax}	270.26 MPa	Tensione nell'acciaio	Verifica tensionale OK
σ_{cmax}	3.58 MPa	Tensione nel calcestruzzo	Verifica tensionale OK
M_y	1747 kNm	Momento allo snervamento	

Figura 157 – Verifica tensionale – M_{yy}

10.7 Verifica del paramento – Spalla S4

Si riportano in questo paragrafo le verifiche relative al paramento della Spalla S4 del Sovrappasso di Ingresso dell'opera in oggetto.

10.7.1 Verifiche SLU

10.7.1.1 Verifiche a flessione

Si considera, per la flessione agente lungo il piano orizzontale, un'armatura costituita da $\Phi 20/20$ sul lato interno e $\Phi 20/20$ sul lato esterno; viceversa, per la flessione agente lungo il piano verticale, si considera un'armatura costituita da $\Phi 24/20$ sul lato interno e $\Phi 20/20$ sul lato esterno.

Titolo: Verifica a flessione Paramento - Mxx

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	185	1	15,71	4
			2	15,71	181

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 650,75 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali
B450C C32/40
E_{su} 67,5 % E_{c2} 2 %
f_{yd} 391,3 N/mm² E_{cu} 3,5
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 18,13
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
E_{syd} 1,957 % C_{c,adm} 12,25
C_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
τ_{c1} 2,114

M_{xRd} 1 100 kNm
σ_c -17,91 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 1,782 ‰
ε_s 67,5 ‰
d 181 cm
x 4,655 x/d 0,02572
δ 0,7

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

Figura 158 – Verifica a Flessione – Mxx

Titolo: Verifica a flessione Paramento - Myy

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	185	1	15,71	4
			2	22,62	181

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 1426,12 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali
B450C C32/40
E_{su} 67,5 % E_{c2} 2 %
f_{yd} 391,3 N/mm² E_{cu} 3,5
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 18,13
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
E_{syd} 1,957 % C_{c,adm} 12,25
C_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
τ_{c1} 2,114

M_{yRd} 1 579 kNm
σ_c -18,13 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 2,129 ‰
ε_s 67,5 ‰
d 181 cm
x 5,534 x/d 0,03058
δ 0,7

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

Figura 159 – Verifica a Flessione – Myy

10.7.1.2 Verifiche a taglio

Le verifiche vengono eseguite considerando la presenza di legature $\Phi 14/40 \times 40$.

Verifiche a taglio - D.M. 14-01-2008							
Materiali		Geometria sezione		Armatura longitudinale		Sollecitazioni di calcolo	
Calcestruzzo		b [mm]	1000	n° barre	5	N_{Ed} [kN]	0
Rck [Mpa]	40	h [mm]	1850	diámetro	20	V_{Ed} [kN]	600.11
fck [Mpa]	33.2	c [mm]	40	Area [mm ²]	1570		
fcd [Mpa]	18.8	d [mm]	1810				
Acciaio		Parametri di verifica		Armatura trasversale		VERIFICHE	
fyk [Mpa]	450	k	1.33	Staffe Φ	14	Sezione non armata a taglio	
fyd [Mpa]	391.3	v_{min}	0.31	n° bracci	2.5	V_{Rd} [kN]	561.40
		ρ_l	0.0009	A_{sw} [mm ²]	384.65		Armare!!!
		σ_{cp}	0.0000	s [mm]	400	Sezione armata a taglio	
		v	0.5			Crisi armatura a taglio	
		$(\sigma_{cp})^*$	0			V_{Rsd} [kN]	1532.43
		α_c	1.000			V_{Rcd} [kN]	5283.95
		ω_{sw}	0.020				
		cotg θ	4.899			V_{Rd} [kN]	1532.43
		cotg θ^*	2.500				Verificato

Figura 160 – Verifica a Taglio – V_{xx}

Verifiche a taglio - D.M. 14-01-2008							
Materiali		Geometria sezione		Armatura longitudinale		Sollecitazioni di calcolo	
Calcestruzzo		b [mm]	1000	n° barre	5	N_{Ed} [kN]	0
Rck [Mpa]	40	h [mm]	1850	diámetro	20	V_{Ed} [kN]	410.54
fck [Mpa]	33.2	c [mm]	40	Area [mm ²]	1570		
fcd [Mpa]	18.8	d [mm]	1810				
Acciaio		Parametri di verifica		Armatura trasversale		VERIFICHE	
fyk [Mpa]	450	k	1.33	Staffe Φ	14	Sezione non armata a taglio	
fyd [Mpa]	391.3	v_{min}	0.31	n° bracci	2.5	V_{Rd} [kN]	561.40
		ρ_l	0.0009	A_{sw} [mm ²]	384.65		Verificato
		σ_{cp}	0.0000	s [mm]	400	Sezione armata a taglio	
		v	0.5			Crisi armatura a taglio	
		$(\sigma_{cp})^*$	0			V_{Rsd} [kN]	1532.43
		α_c	1.000			V_{Rcd} [kN]	5283.95
		ω_{sw}	0.020				
		cotg θ	4.899			V_{Rd} [kN]	1532.43
		cotg θ^*	2.500				Verificato

Figura 161 – Verifica a Taglio – V_{yy}

10.7.2 Verifiche SLE

10.7.2.1 Verifiche a fessurazione

Si riportano nel seguito le verifiche a fessurazione eseguite sul paramento della Spalla S4 nella combinazione frequente.

Tipo di combinazione SLE			
Comb.	Frequente		
Materiali			
Cls	C32/40	$f_{ctk}=f_{ctm}/1,2$ 2.58 MPa	f_{ck} 33.2 MPa
Acciaio	B450C	f_{yk} 450 Mpa	
Sollecitazioni e caratteristiche della sezione			
M_{Ed}	361.05 kNm	Sollecitazione flettente	
N_{ed}	0 kN	Sforzo normale (negativo se di compressione)	
c	40 mm	Distanza dell'asse delle armature tese dal bordo	
H	1850 mm	Altezza totale della sezione	
B	1000 mm	Base della sezione	
d	1810 mm	Altezza utile della sezione	
A_s	1570 mm ²	Armatura tesa	
$A's$	1570 mm ²	Armatura compressa	
n	15	Omogeneizzazione acciaio/cls compr.	
y	925 mm	Posizione del baricentro	
Calcolo del momento di fessurazione (sezione non fessurata)			
A^*	1897100 mm ²	Area omogeneizzata	
I^*	5.6453E+11 mm ⁴	Inerzia omogeneizzata	
M_{fess}	1576.06 kNm	Momento di prima fessurazione >MEd	
SEZIONE NON FESSURATA			

Figura 162 – Verifica a fessurazione – Mxx

Tipo di combinazione SLE			
Comb.	Frequente		
Materiali			
Cls	C32/40	$f_{ctk}=f_{ctm}/1,2$ 2.58 MPa	f_{ck} 33.2 MPa
Acciaio	B450C	f_{yk} 450 MPa	
Sollecitazioni e caratteristiche della sezione			
M_{Ed}	738.61 kNm	Sollecitazione flettente	
N_{ed}	0 kN	Sforzo normale (negativo se di compressione)	
c	40 mm	Distanza dell'asse delle armature tese dal bordo	
H	1850 mm	Altezza totale della sezione	
B	1000 mm	Base della sezione	
d	1810 mm	Altezza utile della sezione	
A_s	2260.8 mm ²	Armatura tesa	
$A's$	1570 mm ²	Armatura compressa	
n	15	Omogeneizzazione acciaio/cls compr.	
y	925 mm	Posizione del baricentro	
Calcolo del momento di fessurazione (sezione non fessurata)			
A^*	1907462 mm ²	Area omogeneizzata	
I^*	5.7264E+11 mm ⁴	Inerzia omogeneizzata	
M_{fess}	1598.72 kNm	Momento di prima fessurazione >MEd	
SEZIONE NON FESSURATA			

Figura 163 – Verifica a fessurazione – Myy

10.7.2.2 Verifiche tensionali

Si riportano nel seguito le verifiche tensionali eseguite sul paramento della Spalla S4 nella combinazione rara.

Calcolo delle tensioni nel caso di flessione semplice (sezione fessurata)			
x_c	258 mm	Posizione dell'asse neutro	
I_{ci}	6.3166E+10 mm ⁴	Inerzia omogeneizzata	
f	39 mm		
h_o	1119 mm		
σ_{tmax}	176.23 MPa	Tensione nell'acciaio	Verifica tensionale OK
σ_{cmax}	1.95 MPa	Tensione nel calcestruzzo	Verifica tensionale OK
M_y	1221 kNm	Momento allo snervamento	

Figura 164 – Verifica tensionale – Mxx

Calcolo delle tensioni nel caso di flessione semplice (sezione fessurata)			
x_c	300 mm	Posizione dell'asse neutro	
I_{ci}	8.7915E+10 mm ⁴	Inerzia omogeneizzata	
f	57 mm		
h_o	1085 mm		
σ_{tmax}	270.96 MPa	Tensione nell'acciaio	Verifica tensionale OK
σ_{cmax}	3.59 MPa	Tensione nel calcestruzzo	Verifica tensionale OK
M_y	1747 kNm	Momento allo snervamento	

Figura 165 – Verifica tensionale – Myy

10.8 Verifica del muro paraghiaia – Spalla S3

Si riportano in questo paragrafo le verifiche relative al paraghiaia della Spalla S3 del Sovrappasso di Ingresso dell'opera in oggetto.

10.8.1 Verifiche SLU

10.8.1.1 Verifiche a flessione

Si considera, per la flessione agente lungo il piano orizzontale, un'armatura costituita da $\Phi 24/20$ sul lato interno e $\Phi 16/20$ sul lato esterno; viceversa, per la flessione agente lungo il piano verticale, si considera un'armatura costituita da $\Phi 24/20$ sul lato interno e $\Phi 16/20$ sul lato esterno.

Titolo: Verifica a flessione Paraghiaia - Mxx

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	10,05	4
			2	22,62	26

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 121,48 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C	C32/40
ϵ_{su} 67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm²	ϵ_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm²	f_{cd} 18,13
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0,8
ϵ_{syd} 1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 12,25
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0,7333
	τ_{c1} 2,114

M_{xRd} 208,8 kN m

σ_c -18,13 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 14,56 ‰
d 26 cm
x 5,039 x/d 0,1938
 δ 0,7

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U. + S.L.U.
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

Figura 166 – Verifica a Flessione – Mxx

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Verifica a flessione Paraghiaia - Myy

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	10,05	5
			2	22,62	25

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 147,6 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C	C32/40
ϵ_{su} 67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm²	ϵ_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm²	f_{cd} 18,13
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0,8
ϵ_{syd} 1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 12,25
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0,7333
	τ_{c1} 2,114

M_{xRd} 198,9 kN m

σ_c -18,13 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 12,26 ‰
d 25 cm
x 5,552 x/d 0,2221
 δ 0,7176

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U. + S.L.U.
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

Figura 167 – Verifica a Flessione – Myy

10.8.1.2 Verifiche a taglio

Le verifiche vengono eseguite considerando la presenza di legature $\Phi 12/40 \times 40$.

Verifiche a taglio - D.M. 14-01-2008							
Materiali		Geometria sezione		Armatura longitudinale		Sollecitazioni di calcolo	
Calcestruzzo		b [mm]	1000	n° barre	5	N_{Ed} [kN]	0
Rck [Mpa]	40	h [mm]	300	diámetro	16	V_{Ed} [kN]	158.44
fck [Mpa]	33.2	c [mm]	40	Area [mm ²]	1004.8		
fcd [Mpa]	18.8	d [mm]	260				
Acciaio		Parametri di verifica		Armatura trasversale		VERIFICHE	
fyk [Mpa]	450	k	1.88	Staffe Φ	12	Sezione non armata a taglio	
fyd [Mpa]	391.3	v_{min}	0.52	n° bracci	2.5	V_{Rd} [kN]	137.10
		ρ_l	0.0039	A_{sw} [mm ²]	282.6		Armare!!!
		σ_{cp}	0.0000	s [mm]	400		
		v	0.5			Sezione armata a taglio	
		$(\sigma_{cp})^*$	0				
		α_c	1.000			Crisi armatura a taglio	
		ω_{sw}	0.015			V_{Rsd} [kN]	161.73
		cotg θ	5.747			V_{Rcd} [kN]	759.02
		cotg θ^*	2.500			V_{Rd} [kN]	161.73
							Verificato

Figura 168 – Verifica a Taglio – V_{xx}

Verifiche a taglio - D.M. 14-01-2008							
Materiali		Geometria sezione		Armatura longitudinale		Sollecitazioni di calcolo	
Calcestruzzo		b [mm]	1000	n° barre	5	N_{Ed} [kN]	0
Rck [Mpa]	40	h [mm]	300	diámetro	16	V_{Ed} [kN]	133.32
fck [Mpa]	33.2	c [mm]	40	Area [mm ²]	1004.8		
fcd [Mpa]	18.8	d [mm]	260				
Acciaio		Parametri di verifica		Armatura trasversale		VERIFICHE	
fyk [Mpa]	450	k	1.88	Staffe Φ	12	Sezione non armata a taglio	
fyd [Mpa]	391.3	v_{min}	0.52	n° bracci	2.5	V_{Rd} [kN]	137.10
		ρ_l	0.0039	A_{sw} [mm ²]	282.6		Verificato
		σ_{cp}	0.0000	s [mm]	400		
		v	0.5			Sezione armata a taglio	
		$(\sigma_{cp})^*$	0				
		α_c	1.000			Crisi armatura a taglio	
		ω_{sw}	0.015			V_{Rsd} [kN]	161.73
		cotg θ	5.747			V_{Rcd} [kN]	759.02
		cotg θ^*	2.500			V_{Rd} [kN]	161.73
							Verificato

Figura 169 – Verifica a Taglio – V_{yy}

10.8.2 Verifiche SLE

10.8.2.1 Verifiche a fessurazione

Si riportano nel seguito le verifiche a fessurazione eseguite sul paragoniaia della Spalla S3 nella combinazione frequente.

Tipo di combinazione SLE			
Comb.	Frequente		
Materiali			
Cls	C32/40	$f_{ctk} = f_{ctm} / 1,2$ 2.58 MPa	f_{ck} 33.2 MPa
Acciaio	B450C	f_{yk} 450 MPa	
Sollecitazioni e caratteristiche della sezione			
M_{Ed}	49.61 kNm	Sollecitazione flettente	
N_{ed}	0 kN	Sforzo normale (negativo se di compressione)	
c	40 mm	Distanza dell'asse delle armature tese dal bordo	
H	300 mm	Altezza totale della sezione	
B	1000 mm	Base della sezione	
d	260 mm	Altezza utile della sezione	
A_s	2260.8 mm ²	Armatura tesa	
$A's$	1004.8 mm ²	Armatura compressa	
n	15	Omogeneizzazione acciaio/cls compr.	
y	150 mm	Posizione del baricentro	
Calcolo del momento di fessurazione (sezione non fessurata)			
A^*	348984 mm ²	Area omogeneizzata	
I^*	2.8427E+09 mm ⁴	Inerzia omogeneizzata	
M_{fess}	48.94 kNm	Momento di prima fessurazione <MEd	
SEZIONE FESSURATA! DETERMINA L'ASSE NEUTRO E PASSA AL CALCOLO DELLE AMPIEZZE			
Sollecitazioni e caratteristiche della sezione			
M_{Ed}	49.61 kNm	Sollecitazione flettente	
N_{ed}	0 kN	Sforzo normale (negativo se di compressione)	
B	1000 mm	d	260 mm
h	300 mm	$h_{c,eff}$	67.7 mm
x	97 mm	$A_{c,eff}$	67748.8 mm ²
$ricopr.$	28 mm		
Caratteristiche dell'armatura tesa			
Spaziatura	200 mm	A_s	452.16 mm ²
n. ferri	1	ρ_{eff}	0.007
ϕ	24 mm	σ_s	96.86 MPa
Calcolo della deformazione unitaria media delle barre			
k_t	0.4 coefficiente dipendente dalla durata dei carichi		
ϵ_{sm}	0.0002767 deformazione unitaria media delle barre		
Calcolo della distanza massima tra le fessure			
$5(c + \phi / 2)$	200 mm	< minore della spaziatura fra i ferri	
k_1	0.8		
k_2	0.5	(<= 1 per trazione eccentrica; 0,5 nel caso di flessione)	
k_3	3.4		
k_4	0.425		
Δ_{smax}	706.52 mm	max(Eq. C.4.1.20; Eq. distanza massima fra le fessure)	
Valore di calcolo dell'apertura delle fessure e verifica			
$w_d = \epsilon_{sm} \Delta_{smax}$	0.196 mm	(Eq. C.4.1.15)	
w_{amm}	0.300 mm	> w_d : LA VERIFICA E' SODDISFATTA	

Figura 170 – Verifica a fessurazione – Mxx

Tipo di combinazione SLE			
Comb.	Frequente		
Materiali			
Cls	C32/40	$f_{ctk} = f_{ctm} / 1,2$	2.58 MPa f_{ck} 33.2 MPa
Acciaio	B450C	f_{yk}	450 MPa
Sollecitazioni e caratteristiche della sezione			
M_{Ed}	53.1 kNm	Sollecitazione flettente	
N_{ed}	0 kN	Sforzo normale (negativo se di compressione)	
c	50 mm	Distanza dell'asse delle armature tese dal bordo	
H	300 mm	Altezza totale della sezione	
B	1000 mm	Base della sezione	
d	250 mm	Altezza utile della sezione	
A_s	2260.8 mm ²	Armatura tesa	
$A's$	1004.8 mm ²	Armatura compressa	
n	15	Omogeneizzazione acciaio/cls compr.	
y	150 mm	Posizione del baricentro	
Calcolo del momento di fessurazione (sezione non fessurata)			
A^*	348984 mm ²	Area omogeneizzata	
I^*	2.7398E+09 mm ⁴	Inerzia omogeneizzata	
M_{fess}	47.17 kNm	Momento di prima fessurazione < M_{Ed}	
SEZIONE FESSURATA! DETERMINA L'ASSE NEUTRO E PASSA AL CALCOLO DELLE AMPIEZZE			
Sollecitazioni e caratteristiche della sezione			
M_{Ed}	53.1 kNm	Sollecitazione flettente	
N_{ed}	0 kN	Sforzo normale (negativo se di compressione)	
B	1000 mm	d	250 mm
h	300 mm	$h_{c,eff}$	68.2 mm
x	95 mm	$A_{c,eff}$	68181.7 mm ²
$ricopr.$	38 mm		
Caratteristiche dell'armatura tesa			
Spaziatura	200 mm	A_s	452.16 mm ²
n. ferri	1	ρ_{eff}	0.007
ϕ	24 mm	σ_s	108.84 MPa
Calcolo della deformazione unitaria media delle barre			
k_t	0.4 coefficiente dipendente dalla durata dei carichi		
ϵ_{sm}	0.0003110 deformazione unitaria media delle barre		
Calcolo della distanza massima tra le fessure			
$5(c + \phi / 2)$	250 mm	> della spaziatura fra i ferri	
k_1	0.8		
k_2	0.5	(<= 1 per trazione eccentrica; 0,5 nel caso di flessione)	
k_3	3.4		
k_4	0.425		
Δ_{smax}	744.43 mm	(Eq. C.4.1.17)	distanza massima fra le fessure
Valore di calcolo dell'apertura delle fessure e verifica			
$w_d = \epsilon_{sm} \Delta_{smax}$	0.231 mm	(Eq. C.4.1.15)	
w_{amm}	0.300 mm	> w_d : LA VERIFICA E' SODDISFATTA	

Figura 171 – Verifica a fessurazione – M_{yy}

10.8.2.2 Verifiche tensionali

Si riportano nel seguito le verifiche tensionali eseguite sul paraghiaia della Spalla S3 nella combinazione rara.

Calcolo delle tensioni nel caso di flessione semplice (sezione fessurata)			
x_c	84 mm	Posizione dell'asse neutro	
I_{ci}	9.5621E+08 mm ⁴	Inerzia omogeneizzata	
f	39 mm		
h_o	174 mm		
σ_{tmax}	204.25 MPa	Tensione nell'acciaio	Verifica tensionale OK
σ_{cmax}	6.46 MPa	Tensione nel calcestruzzo	Verifica tensionale OK
M_y	163 kNm	Momento allo snervamento	

Figura 172 – Verifica tensionale – Mxx

Calcolo delle tensioni nel caso di flessione semplice (sezione fessurata)			
x_c	95 mm	Posizione dell'asse neutro	
I_{ci}	1.1310E+09 mm ⁴	Inerzia omogeneizzata	
f	49 mm		
h_o	188 mm		
σ_{tmax}	224.23 MPa	Tensione nell'acciaio	Verifica tensionale OK
σ_{cmax}	9.23 MPa	Tensione nel calcestruzzo	Verifica tensionale OK
M_y	220 kNm	Momento allo snervamento	

Figura 173 – Verifica tensionale – Myy

10.9 Verifica del muro paragliaia – Spalla S4

Si riportano in questo paragrafo le verifiche relative al paragliaia della Spalla S4 del Sovrappasso di Ingresso dell'opera in oggetto.

10.9.1 Verifiche SLU

10.9.1.1 Verifiche a flessione

Si considera, per la flessione agente lungo il piano orizzontale, un'armatura costituita da $\Phi 24/20$ sul lato interno e $\Phi 16/20$ sul lato esterno; viceversa, per la flessione agente lungo il piano verticale, si considera un'armatura costituita da $\Phi 24/20$ sul lato interno e $\Phi 16/20$ sul lato esterno.

Titolo: Verifica a flessione Paragliaia - Mxx

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	10,05	4
			2	22,62	26

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 116,14 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali

B450C	C32/40
ϵ_{su} 67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm²	ϵ_{cu} 3,5 ‰
E_s 200 000 N/mm²	f_{cd} 18,13
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0,8
ϵ_{syd} 1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 12,25
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0,7333
	τ_{c1} 2,114

Metodo di calcolo
S.L.U. + S.L.U.
Metodo n

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

M_{xRd} 208,8 kN m

α_c -18,13 N/mm²
 α_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 14,56 ‰
d 26 cm
x 5,039 x/d 0,1938
 δ 0,7

Figura 174 – Verifica a Flessione – Mxx

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Verifica a flessione Paragliaia - Myy

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	10,05	5
			2	22,62	25

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 147,6 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali

B450C	C32/40
ϵ_{su} 67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm²	ϵ_{cu} 3,5 ‰
E_s 200 000 N/mm²	f_{cd} 18,13
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0,8
ϵ_{syd} 1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 12,25
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0,7333
	τ_{c1} 2,114

Metodo di calcolo
S.L.U. + S.L.U.
Metodo n

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

M_{yRd} 198,9 kN m

α_c -18,13 N/mm²
 α_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 12,26 ‰
d 25 cm
x 5,552 x/d 0,2221
 δ 0,7176

Figura 175 – Verifica a Flessione – Myy

10.9.1.2 Verifiche a taglio

Le verifiche vengono eseguite considerando la presenza di legature $\Phi 12/40 \times 40$.

Verifiche a taglio - D.M. 14-01-2008								
Materiali		Geometria sezione		Armatura longitudinale		Sollecitazioni di calcolo		
Calcestruzzo		b [mm]	1000	n° barre	5	N_{Ed} [kN]	0	
Rck [Mpa]	40	h [mm]	300	diametro	16	V_{Ed} [kN]	158.09	
fck [Mpa]	33.2	c [mm]	40	Area [mm ²]	1004.8			
fcd [Mpa]	18.8	d [mm]	260					
Acciaio		Parametri di verifica		Armatura trasversale		VERIFICHE		
fyk [Mpa]	450	k	1.88	Staffe Φ	12	Sezione non armata a taglio		
fyd [Mpa]	391.3	v_{min}	0.52	n° bracci	2.5	V_{Rd} [kN]	137.10	
		ρ_l	0.0039	A_{sw} [mm ²]	282.6	Armare!!!		
		σ_{cp}	0.0000	s [mm]	400	Sezione armata a taglio		
		v	0.5					
		$(\sigma_{cp})^*$	0	Crisi armatura a taglio				
		α_c	1.000	V_{Rsd} [kN]				161.73
		ω_{sw}	0.015	V_{Rcd} [kN]				759.02
		cotg θ	5.747	V_{Rd} [kN]				161.73
		cotg θ^*	2.500					Verificato

Figura 176 – Verifica a Taglio – V_{xx}

Verifiche a taglio - D.M. 14-01-2008								
Materiali		Geometria sezione		Armatura longitudinale		Sollecitazioni di calcolo		
Calcestruzzo		b [mm]	1000	n° barre	5	N_{Ed} [kN]	0	
Rck [Mpa]	40	h [mm]	300	diametro	16	V_{Ed} [kN]	124.59	
fck [Mpa]	33.2	c [mm]	40	Area [mm ²]	1004.8			
fcd [Mpa]	18.8	d [mm]	260					
Acciaio		Parametri di verifica		Armatura trasversale		VERIFICHE		
fyk [Mpa]	450	k	1.88	Staffe Φ	12	Sezione non armata a taglio		
fyd [Mpa]	391.3	v_{min}	0.52	n° bracci	2.5	V_{Rd} [kN]	137.10	
		ρ_l	0.0039	A_{sw} [mm ²]	282.6	Verificato		
		σ_{cp}	0.0000	s [mm]	400	Sezione armata a taglio		
		v	0.5	Crisi armatura a taglio				
		$(\sigma_{cp})^*$	0	V_{Rsd} [kN]				161.73
		α_c	1.000	V_{Rcd} [kN]				759.02
		ω_{sw}	0.015	V_{Rd} [kN]				161.73
		cotg θ	5.747					Verificato
		cotg θ^*	2.500					

Figura 177 – Verifica a Taglio – V_{yy}

10.9.2 Verifiche SLE

10.9.2.1 Verifiche a fessurazione

Si riportano nel seguito le verifiche a fessurazione eseguite sul paragonia della Spalla S4 nella combinazione frequente.

Tipo di combinazione SLE			
Comb.	Frequente		
Materiali			
Cls	C32/40	$f_{ctk} = f_{ctm} / 1,2$ 2.58 MPa	f_{ck} 33.2 MPa
Acciaio	B450C	f_{yk} 450 MPa	
Sollecitazioni e caratteristiche della sezione			
M_{Ed}	49.26 kNm	Sollecitazione flettente	
N_{ed}	0 kN	Sforzo normale (negativo se di compressione)	
c	40 mm	Distanza dell'asse delle armature tese dal bordo	
H	300 mm	Altezza totale della sezione	
B	1000 mm	Base della sezione	
d	260 mm	Altezza utile della sezione	
A_s	2260.8 mm ²	Armatura tesa	
$A's$	1004.8 mm ²	Armatura compressa	
n	15	Omogeneizzazione acciaio/cls compr.	
y	150 mm	Posizione del baricentro	
Calcolo del momento di fessurazione (sezione non fessurata)			
A^*	348984 mm ²	Area omogeneizzata	
I^*	2.8427E+09 mm ⁴	Inerzia omogeneizzata	
M_{fess}	48.94 kNm	Momento di prima fessurazione <MEd	
SEZIONE FESSURATA! DETERMINA L'ASSE NEUTRO E PASSA AL CALCOLO DELLE AMPIEZZE			
Sollecitazioni e caratteristiche della sezione			
M_{Ed}	49.26 kNm	Sollecitazione flettente	
N_{ed}	0 kN	Sforzo normale (negativo se di compressione)	
B	1000 mm	d	260 mm
h	300 mm	$h_{c,eff}$	67.7 mm
x	97 mm	$A_{c,eff}$	67748.8 mm ²
$ricopr.$	28 mm		
Caratteristiche dell'armatura tesa			
Spaziatura	200 mm	A_s	452.16 mm ²
n. ferri	1	ρ_{eff}	0.007
ϕ	24 mm	σ_s	96.18 MPa
Calcolo della deformazione unitaria media delle barre			
k_t	0.4 coefficiente dipendente dalla durata dei carichi		
ϵ_{sm}	0.0002748 deformazione unitaria media delle barre		
Calcolo della distanza massima tra le fessure			
$5(c + \phi / 2)$	200 mm	< minore della spaziatura fra i ferri	
k_1	0.8		
k_2	0.5	(<= 1 per trazione eccentrica; 0,5 nel caso di flessione)	
k_3	3.4		
k_4	0.425		
Δ_{smax}	706.52 mm	max(Eq. C.4.1.20; Eq. distanza massima fra le fessure)	
Valore di calcolo dell'apertura delle fessure e verifica			
$w_d = \epsilon_{sm} \Delta_{smax}$	0.194 mm	(Eq. C.4.1.15)	
w_{amm}	0.300 mm	> w_d : LA VERIFICA E' SODDISFATTA	

Figura 178 – Verifica a fessurazione – Mxx

Tipo di combinazione SLE			
Comb.	Frequente		
Materiali			
Cls	C32/40	$f_{ctk} = f_{ctm} / 1,2$	2.58 MPa f_{ck} 33.2 MPa
Acciaio	B450C	f_{yk}	450 MPa
Sollecitazioni e caratteristiche della sezione			
M_{Ed}	53.1 kNm	Sollecitazione flettente	
N_{ed}	0 kN	Sforzo normale (negativo se di compressione)	
c	50 mm	Distanza dell'asse delle armature tese dal bordo	
H	300 mm	Altezza totale della sezione	
B	1000 mm	Base della sezione	
d	250 mm	Altezza utile della sezione	
A_s	2260.8 mm ²	Armatura tesa	
$A's$	1004.8 mm ²	Armatura compressa	
n	15	Omogeneizzazione acciaio/cls compr.	
y	150 mm	Posizione del baricentro	
Calcolo del momento di fessurazione (sezione non fessurata)			
A^*	348984 mm ²	Area omogeneizzata	
I^*	2.7398E+09 mm ⁴	Inerzia omogeneizzata	
M_{fess}	47.17 kNm	Momento di prima fessurazione <MEd	
SEZIONE FESSURATA! DETERMINA L'ASSE NEUTRO E PASSA AL CALCOLO DELLE AMPIEZZE			
Sollecitazioni e caratteristiche della sezione			
M_{Ed}	53.1 kNm	Sollecitazione flettente	
N_{ed}	0 kN	Sforzo normale (negativo se di compressione)	
B	1000 mm	d	250 mm
h	300 mm	$h_{c,eff}$	68.2 mm
x	95 mm	$A_{c,eff}$	68181.7 mm ²
ricopr.	38 mm		
Caratteristiche dell'armatura tesa			
Spaziatura	200 mm	A_s	452.16 mm ²
n. ferri	1	ρ_{eff}	0.007
ϕ	24 mm	σ_s	108.84 MPa
Calcolo della deformazione unitaria media delle barre			
k_t	0.4	coefficiente dipendente dalla durata dei carichi	
ϵ_{sm}	0.0003110	deformazione unitaria media delle barre	
Calcolo della distanza massima tra le fessure			
$5(c + \phi / 2)$	250 mm	> della spaziatura fra i ferri	
k_1	0.8		
k_2	0.5	(<= 1 per trazione eccentrica; 0,5 nel caso di flessione)	
k_3	3.4		
k_4	0.425		
Δ_{smax}	744.43 mm	(Eq. C.4.1.17)	distanza massima fra le fessure
Valore di calcolo dell'apertura delle fessure e verifica			
$w_d = \epsilon_{sm} \Delta_{smax}$	0.231 mm	(Eq. C.4.1.15)	
w_{amm}	0.300 mm	> w_d : LA VERIFICA E' SODDISFATTA	

Figura 179 – Verifica a fessurazione – Myy

10.9.2.2 Verifiche tensionali

Si riportano nel seguito le verifiche tensionali eseguite sul paraghiaia della Spalla S4 nella combinazione rara.

Calcolo delle tensioni nel caso di flessione semplice (sezione fessurata)			
x_c	84 mm	Posizione dell'asse neutro	
I_{ci}	9.5621E+08 mm ⁴	Inerzia omogeneizzata	
f	39 mm		
h_o	174 mm		
σ_{tmax}	208.73 MPa	Tensione nell'acciaio	Verifica tensionale OK
σ_{cmax}	6.60 MPa	Tensione nel calcestruzzo	Verifica tensionale OK
M_y	163 kNm	Momento allo snervamento	

Figura 180 – Verifica tensionale – M_{xx}

Calcolo delle tensioni nel caso di flessione semplice (sezione fessurata)			
x_c	95 mm	Posizione dell'asse neutro	
I_{ci}	1.1310E+09 mm ⁴	Inerzia omogeneizzata	
f	49 mm		
h_o	188 mm		
σ_{tmax}	224.23 MPa	Tensione nell'acciaio	Verifica tensionale OK
σ_{cmax}	9.23 MPa	Tensione nel calcestruzzo	Verifica tensionale OK
M_y	220 kNm	Momento allo snervamento	

Figura 181 – Verifica tensionale – M_{yy}

10.10 Verifica dei muri andatori – Spalla S3

Si riportano in questo paragrafo le verifiche relative ai muri andatori della Spalla S3 del Sovrappasso di Ingresso dell'opera in oggetto.

10.10.1 Verifiche SLU

10.10.1.1 Verifiche a flessione

Si considera, per la flessione agente lungo il piano orizzontale, un'armatura costituita da $\Phi 24/20$ sul lato interno e $\Phi 20/20$ sul lato esterno sia per la parte inferiore che per la parte superiore; viceversa, per la flessione agente lungo il piano verticale, si considera un'armatura costituita da $\Phi 24/10$ sul lato interno e $\Phi 16/20$ sul lato esterno per la parte inferiore e $\Phi 24/20$ sul lato interno e $\Phi 16/20$ sul lato esterno per la parte superiore.

Titolo: Verifica a flessione Muri Andatori - Mxx

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	15,71	4
			2	22,62	56

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 392,24 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali B450C C32/40

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12,25 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
 τ_{c1} 2,114

M xRd 474,3 kNm

σ_c -18,13 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 37,45 ‰
d 56 cm
x 4,786 x/d 0,08547
 δ 0,7

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Figura 182 – Verifica a Flessione parte inferiore – Mxx

Titolo: Verifica a flessione Muri Andatori - Myy

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	10,05	4
			2	45,24	56

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 419,60 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali B450C C32/40

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12,25 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
 τ_{c1} 2,114

M xRd 921,8 kNm

σ_c -18,13 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 17,41 ‰
d 56 cm
x 9,376 x/d 0,1674
 δ 0,7

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Figura 183 – Verifica a Flessione parte inferiore – Myy

10.10.1.2 Verifiche a taglio

Le verifiche vengono eseguite considerando la presenza di legature $\Phi 14/40 \times 40$.

Verifiche a taglio - D.M. 14-01-2008							
Materiali		Geometria sezione		Armatura longitudinale		Sollecitazioni di calcolo	
Calcestruzzo		b [mm]	1000	n° barre	5	N_{Ed} [kN]	0
Rck [Mpa]	40	h [mm]	600	diametro	20	V_{Ed} [kN]	353.28
fck [Mpa]	33.2	c [mm]	40	Area [mm ²]	1570		
fcd [Mpa]	18.8	d [mm]	560				
Acciaio		Parametri di verifica		Armatura trasversale		VERIFICHE	
f _{yk} [Mpa]	450	k	1.60	Staffe Φ	14	Sezione non armata a taglio	
f _{yd} [Mpa]	391.3	v_{min}	0.41	n° bracci	2.5	V_{Rd} [kN]	228.05
		ρ_l	0.0028	A_{sw} [mm ²]	384.65		Armare!!!
		σ_{cp}	0.0000	s [mm]	400		
		v	0.5			Sezione armata a taglio	
		$(\sigma_{cp})^*$	0			Crisi armatura a taglio	
		α_c	1.000			V_{Rsd} [kN]	474.12
		ω_{sw}	0.020			V_{Rcd} [kN]	1634.81
		cotg θ	4.899			V_{Rd} [kN]	474.12
		cotg θ^*	2.500				Verificato

Figura 186 – Verifica a Taglio parte inferiore – V_{xx}

Verifiche a taglio - D.M. 14-01-2008							
Materiali		Geometria sezione		Armatura longitudinale		Sollecitazioni di calcolo	
Calcestruzzo		b [mm]	1000	n° barre	5	N_{Ed} [kN]	0
Rck [Mpa]	40	h [mm]	600	diametro	16	V_{Ed} [kN]	342.55
fck [Mpa]	33.2	c [mm]	40	Area [mm ²]	1004.8		
fcd [Mpa]	18.8	d [mm]	560				
Acciaio		Parametri di verifica		Armatura trasversale		VERIFICHE	
f _{yk} [Mpa]	450	k	1.60	Staffe Φ	14	Sezione non armata a taglio	
f _{yd} [Mpa]	391.3	v_{min}	0.41	n° bracci	2.5	V_{Rd} [kN]	228.05
		ρ_l	0.0018	A_{sw} [mm ²]	384.65		Armare!!!
		σ_{cp}	0.0000	s [mm]	400		
		v	0.5			Sezione armata a taglio	
		$(\sigma_{cp})^*$	0			Crisi armatura a taglio	
		α_c	1.000			V_{Rsd} [kN]	474.12
		ω_{sw}	0.020			V_{Rcd} [kN]	1634.81
		cotg θ	4.899			V_{Rd} [kN]	474.12
		cotg θ^*	2.500				Verificato

Figura 187 – Verifica a Taglio parte inferiore – V_{yy}

10.10.2 Verifiche SLE

10.10.2.1 Verifiche a fessurazione

Si riportano nel seguito le verifiche a fessurazione eseguite sui muri andatori della Spalla S3 nella combinazione frequente.

Tipo di combinazione SLE			
Comb.	Frequente		
Materiali			
Cls	C32/40	$f_{ctk}=f_{ctm}/1,2$ 2.58 MPa	f_{ck} 33.2 MPa
Acciaio	B450C	f_{yk} 450 MPa	
Sollecitazioni e caratteristiche della sezione			
M_{Ed}	154.44 kNm	Sollecitazione flettente	
N_{ed}	0 kN	Sforzo normale (negativo se di compressione)	
c	40 mm	Distanza dell'asse delle armature tese dal bordo	
H	600 mm	Altezza totale della sezione	
B	1000 mm	Base della sezione	
d	560 mm	Altezza utile della sezione	
A_s	2260.8 mm ²	Armatura tesa	
$A's$	1570 mm ²	Armatura compressa	
n	15	Omogeneizzazione acciaio/cls compr.	
y	300 mm	Posizione del baricentro	
Calcolo del momento di fessurazione (sezione non fessurata)			
A^*	657462 mm ²	Area omogeneizzata	
I^*	2.1884E+10 mm ⁴	Inerzia omogeneizzata	
M_{fess}	188.38 kNm	Momento di prima fessurazione >MEd	
SEZIONE NON FESSURATA			

Figura 190 – Verifica a fessurazione parte inferiore – Mxx

Tipo di combinazione SLE			
Comb.	Frequente		
Materiali			
Cls	C32/40	$f_{ctk}=f_{ctm}/1,2$ 2.58 MPa	f_{ck} 33.2 MPa
Acciaio	B450C	f_{yk} 450 MPa	
Sollecitazioni e caratteristiche della sezione			
M_{Ed}	188.73 kNm	Sollecitazione flettente	
N_{ed}	0 kN	Sforzo normale (negativo se di compressione)	
c	40 mm	Distanza dell'asse delle armature tese dal bordo	
H	600 mm	Altezza totale della sezione	
B	1000 mm	Base della sezione	
d	560 mm	Altezza utile della sezione	
A_s	4521.6 mm ²	Armatura tesa	
$A's$	1004.8 mm ²	Armatura compressa	
n	15	Omogeneizzazione acciaio/cls compr.	
y	300 mm	Posizione del baricentro	
Calcolo del momento di fessurazione (sezione non fessurata)			
A^*	682896 mm ²	Area omogeneizzata	
I^*	2.3604E+10 mm ⁴	Inerzia omogeneizzata	
M_{fess}	203.19 kNm	Momento di prima fessurazione >MEd	
SEZIONE NON FESSURATA			

Figura 191 – Verifica a fessurazione parte inferiore – Myy

Tipo di combinazione SLE			
Comb.	Frequente		
Materiali			
Cls	C32/40	$f_{ctk}=f_{ctm}/1,2$	2.58 MPa f_{ck} 33.2 MPa
Acciaio	B450C	f_{yk}	450 MPa
Sollecitazioni e caratteristiche della sezione			
M_{Ed}	67.41 kNm	Sollecitazione flettente	
N_{ed}	0 kN	Sforzo normale (negativo se di compressione)	
c	40 mm	Distanza dell'asse delle armature tese dal bordo	
H	440 mm	Altezza totale della sezione	
B	1000 mm	Base della sezione	
d	400 mm	Altezza utile della sezione	
A_s	2260.8 mm ²	Armatura tesa	
$A's$	1570 mm ²	Armatura compressa	
n	15	Omogeneizzazione acciaio/cls compr.	
y	220 mm	Posizione del baricentro	
Calcolo del momento di fessurazione (sezione non fessurata)			
A^*	497462 mm ²	Area omogeneizzata	
I^*	8.9604E+09 mm ⁴	Inerzia omogeneizzata	
M_{fess}	105.18 kNm	Momento di prima fessurazione >MEd	
SEZIONE NON FESSURATA			

Figura 192 – Verifica a fessurazione parte superiore – Mxx

Tipo di combinazione SLE			
Comb.	Frequente		
Materiali			
Cls	C32/40	$f_{ctk}=f_{ctm}/1,2$	2.58 MPa f_{ck} 33.2 MPa
Acciaio	B450C	f_{yk}	450 MPa
Sollecitazioni e caratteristiche della sezione			
M_{Ed}	18.53 kNm	Sollecitazione flettente	
N_{ed}	0 kN	Sforzo normale (negativo se di compressione)	
c	40 mm	Distanza dell'asse delle armature tese dal bordo	
H	440 mm	Altezza totale della sezione	
B	1000 mm	Base della sezione	
d	400 mm	Altezza utile della sezione	
A_s	2260.8 mm ²	Armatura tesa	
$A's$	1004.8 mm ²	Armatura compressa	
n	15	Omogeneizzazione acciaio/cls compr.	
y	220 mm	Posizione del baricentro	
Calcolo del momento di fessurazione (sezione non fessurata)			
A^*	488984 mm ²	Area omogeneizzata	
I^*	8.6857E+09 mm ⁴	Inerzia omogeneizzata	
M_{fess}	101.96 kNm	Momento di prima fessurazione >MEd	
SEZIONE NON FESSURATA			

Figura 193 – Verifica a fessurazione parte superiore – Myy

10.10.2.2 Verifiche tensionali

Si riportano nel seguito le verifiche tensionali eseguite sui muri andatori della Spalla S3 nella combinazione rara.

Calcolo delle tensioni nel caso di flessione semplice (sezione fessurata)			
x_c	150 mm	Posizione dell'asse neutro	
I_{ci}	7.1105E+09 mm ⁴	Inerzia omogeneizzata	
f	57 mm		
h_o	347 mm		
σ_{tmax}	150.98 MPa	Tensione nell'acciaio	Verifica tensionale OK
σ_{cmax}	3.69 MPa	Tensione nel calcestruzzo	Verifica tensionale OK
M_y	521 kNm	Momento allo snervamento	

Figura 194 – Verifica tensionale parte inferiore – Mxx

Calcolo delle tensioni nel caso di flessione semplice (sezione fessurata)			
x_c	207 mm	Posizione dell'asse neutro	
I_{ci}	1.1828E+10 mm ⁴	Inerzia omogeneizzata	
f	83 mm		
h_o	465 mm		
σ_{tmax}	93.63 MPa	Tensione nell'acciaio	Verifica tensionale OK
σ_{cmax}	3.66 MPa	Tensione nel calcestruzzo	Verifica tensionale OK
M_y	1005 kNm	Momento allo snervamento	

Figura 195 – Verifica tensionale parte inferiore – Myy

Calcolo delle tensioni nel caso di flessione semplice (sezione fessurata)			
x_c	122 mm	Posizione dell'asse neutro	
I_{ci}	3.3845E+09 mm ⁴	Inerzia omogeneizzata	
f	57 mm		
h_o	252 mm		
σ_{tmax}	104.82 MPa	Tensione nell'acciaio	Verifica tensionale OK
σ_{cmax}	3.08 MPa	Tensione nel calcestruzzo	Verifica tensionale OK
M_y	366 kNm	Momento allo snervamento	

Figura 196 – Verifica tensionale parte superiore – Mxx

Calcolo delle tensioni nel caso di flessione semplice (sezione fessurata)			
x_c	126 mm	Posizione dell'asse neutro	
I_{ci}	3.3242E+09 mm ⁴	Inerzia omogeneizzata	
f	49 mm		
h_o	289 mm		
σ_{tmax}	22.88 MPa	Tensione nell'acciaio	Verifica tensionale OK
σ_{cmax}	0.70 MPa	Tensione nel calcestruzzo	Verifica tensionale OK
M_y	364 kNm	Momento allo snervamento	

Figura 197 – Verifica tensionale parte superiore – Myy

10.11 Verifica dei muri andatori – Spalla S4

Si riportano in questo paragrafo le verifiche relative ai muri andatori della Spalla S4 del Sovrappasso di Ingresso dell'opera in oggetto.

10.11.1 Verifiche SLU

10.11.1.1 Verifiche a flessione

Si considera, per la flessione agente lungo il piano orizzontale, un'armatura costituita da $\Phi 24/20$ sul lato interno e $\Phi 20/20$ sul lato esterno sia per la parte inferiore che per la parte superiore; viceversa, per la flessione agente lungo il piano verticale, si considera un'armatura costituita da $\Phi 24/10$ sul lato interno e $\Phi 16/20$ sul lato esterno per la parte inferiore e $\Phi 24/20$ sul lato interno e $\Phi 16/20$ sul lato esterno per la parte superiore.

Titolo: Verifica a flessione Muri Andatori - Mxx

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	15,71	4
			2	22,62	56

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{xEd}: 427,29 kNm
M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord. [cm]: xN 0, yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd}: 474,3 kNm

Materiali: B450C C32/40

ϵ_{su} : 67,5‰ ϵ_{c2} : 2‰
 f_{yd} : 391,3 N/mm² ϵ_{cu} : 3,5‰
 E_s : 200 000 N/mm² f_{cd} : 18,13
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0,8
 ϵ_{syd} : 1,957‰ $\sigma_{c,adm}$: 12,25
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0,7333
 τ_{c1} : 2,114

σ_c : -18,13 N/mm²
 σ_s : 391,3 N/mm²
 ϵ_c : 3,5‰
 ϵ_s : 37,45‰
d: 56 cm
x: 4,786 x/d: 0,08547
 δ : 0,7

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett.: 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

Figura 198 – Verifica a Flessione parte inferiore – Mxx

Titolo: Verifica a flessione Muri Andatori - Myy

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	10,05	4
			2	45,24	56

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{xEd}: 414,19 kNm
M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord. [cm]: xN 0, yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{yRd}: 921,8 kNm

Materiali: B450C C32/40

ϵ_{su} : 67,5‰ ϵ_{c2} : 2‰
 f_{yd} : 391,3 N/mm² ϵ_{cu} : 3,5‰
 E_s : 200 000 N/mm² f_{cd} : 18,13
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0,8
 ϵ_{syd} : 1,957‰ $\sigma_{c,adm}$: 12,25
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0,7333
 τ_{c1} : 2,114

σ_c : -18,13 N/mm²
 σ_s : 391,3 N/mm²
 ϵ_c : 3,5‰
 ϵ_s : 17,41‰
d: 56 cm
x: 9,376 x/d: 0,1674
 δ : 0,7

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett.: 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

Figura 199 – Verifica a Flessione parte inferiore – Myy

Titolo: Verifica a flessione Muri Andatori - Mxx

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	44

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,71	4
2	22,62	40

Sollecitazioni: S.L.U. → Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: B450C C32/40

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 18,13 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 [7]
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12,25 ‰
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,7333 ‰
 τ_{c1} 2,114 ‰

M_{xRd} kN m

σ_c -18,13 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 25,73 ‰
d 40 cm
x 4,789 x/d 0,1197
 δ 0,7

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

Precompresso

Figura 200 – Verifica a Flessione parte superiore – Mxx

Titolo: Verifica a flessione Muri Andatori - Myy

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	44

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	4
2	22,62	40

Sollecitazioni: S.L.U. → Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: B450C C32/40

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 18,13 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 [7]
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12,25 ‰
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,7333 ‰
 τ_{c1} 2,114 ‰

M_{xRd} kN m

σ_c -18,13 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 24,29 ‰
d 40 cm
x 5,037 x/d 0,1259
 δ 0,7

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

Precompresso

Figura 201 – Verifica a Flessione parte superiore – Myy

10.11.1.2 Verifiche a taglio

Le verifiche vengono eseguite considerando la presenza di legature $\Phi 14/40 \times 40$.

Verifiche a taglio - D.M. 14-01-2008							
Materiali		Geometria sezione		Armatura longitudinale		Sollecitazioni di calcolo	
Calcestruzzo		b [mm]	1000	n° barre	5	N_{Ed} [kN]	0
Rck [Mpa]	40	h [mm]	600	diámetro	20	V_{Ed} [kN]	434.52
fck [Mpa]	33.2	c [mm]	40	Area [mm ²]	1570		
fcd [Mpa]	18.8	d [mm]	560				
Acciaio		Parametri di verifica		Armatura trasversale		VERIFICHE	
f _{yk} [Mpa]	450	k	1.60	Staffe Φ	14	Sezione non armata a taglio	
f _{yd} [Mpa]	391.3	v _{min}	0.41	n° bracci	2.5	V_{Rd} [kN]	228.05
		ρ_l	0.0028	A_{sw} [mm ²]	384.65		Armare!!!
		σ_{cp}	0.0000	s [mm]	400	Sezione armata a taglio	
		v	0.5			Crisi armatura a taglio	
		$(\sigma_{cp})^*$	0			V_{Rsd} [kN]	474.12
		α_c	1.000			V_{Rcd} [kN]	1634.81
		ω_{sw}	0.020			V_{Rd} [kN]	474.12
		cotg θ	4.899				Verificato
		cotg θ^*	2.500				

Figura 202 – Verifica a Taglio parte inferiore – V_{xx}

Verifiche a taglio - D.M. 14-01-2008							
Materiali		Geometria sezione		Armatura longitudinale		Sollecitazioni di calcolo	
Calcestruzzo		b [mm]	1000	n° barre	5	N_{Ed} [kN]	0
Rck [Mpa]	40	h [mm]	600	diámetro	16	V_{Ed} [kN]	402.53
fck [Mpa]	33.2	c [mm]	40	Area [mm ²]	1004.8		
fcd [Mpa]	18.8	d [mm]	560				
Acciaio		Parametri di verifica		Armatura trasversale		VERIFICHE	
f _{yk} [Mpa]	450	k	1.60	Staffe Φ	14	Sezione non armata a taglio	
f _{yd} [Mpa]	391.3	v _{min}	0.41	n° bracci	2.5	V_{Rd} [kN]	228.05
		ρ_l	0.0018	A_{sw} [mm ²]	384.65		Armare!!!
		σ_{cp}	0.0000	s [mm]	400	Sezione armata a taglio	
		v	0.5			Crisi armatura a taglio	
		$(\sigma_{cp})^*$	0			V_{Rsd} [kN]	474.12
		α_c	1.000			V_{Rcd} [kN]	1634.81
		ω_{sw}	0.020			V_{Rd} [kN]	474.12
		cotg θ	4.899				Verificato
		cotg θ^*	2.500				

Figura 203 – Verifica a Taglio parte inferiore – V_{yy}

Verifiche a taglio - D.M. 14-01-2008							
Materiali		Geometria sezione		Armatura longitudinale		Sollecitazioni di calcolo	
Calcestruzzo		b [mm]	1000	n° barre	5	N _{Ed} [kN]	0
R _{ck} [Mpa]	40	h [mm]	440	diametro	20	V _{Ed} [kN]	270.86
f _{ck} [Mpa]	33.2	c [mm]	40	Area [mm ²]	1570		
f _{cd} [Mpa]	18.8	d [mm]	400				
Acciaio		Parametri di verifica		Armatura trasversale		VERIFICHE	
fy _k [Mpa]	450	k	1.71	Staffe Φ	14	Sezione non armata a taglio	
fy _d [Mpa]	391.3	v _{min}	0.45	n° bracci	2.5	V _{Rsd} [kN]	192.82
		ρ _i	0.0039	A _{sw} [mm ²]	384.65		Armare!!!
		σ _{cp}	0.0000	s [mm]	400	Sezione armata a taglio	
		v	0.5			Crisi armatura a taglio	
		(σ _{cp}) [*]	0			V _{Rsd} [kN]	338.66
		α _c	1.000			V _{Rcd} [kN]	1167.72
		ω _{sw}	0.020			V _{Rd} [kN]	338.66
		cotgθ	4.899				Verificato
		cotgθ [*]	2.500				

Figura 204 – Verifica a Taglio parte superiore – V_{xx}

Verifiche a taglio - D.M. 14-01-2008							
Materiali		Geometria sezione		Armatura longitudinale		Sollecitazioni di calcolo	
Calcestruzzo		b [mm]	1000	n° barre	5	N _{Ed} [kN]	0
R _{ck} [Mpa]	40	h [mm]	440	diametro	16	V _{Ed} [kN]	192.13
f _{ck} [Mpa]	33.2	c [mm]	40	Area [mm ²]	1004.8		
f _{cd} [Mpa]	18.8	d [mm]	400				
Acciaio		Parametri di verifica		Armatura trasversale		VERIFICHE	
fy _k [Mpa]	450	k	1.71	Staffe Φ	14	Sezione non armata a taglio	
fy _d [Mpa]	391.3	v _{min}	0.45	n° bracci	2.5	V _{Rsd} [kN]	179.92
		ρ _i	0.0025	A _{sw} [mm ²]	384.65		Armare!!!
		σ _{cp}	0.0000	s [mm]	400	Sezione armata a taglio	
		v	0.5			Crisi armatura a taglio	
		(σ _{cp}) [*]	0			V _{Rsd} [kN]	338.66
		α _c	1.000			V _{Rcd} [kN]	1167.72
		ω _{sw}	0.020			V _{Rd} [kN]	338.66
		cotgθ	4.899				Verificato
		cotgθ [*]	2.500				

Figura 205 – Verifica a Taglio parte superiore – V_{yy}

10.11.2 Verifiche SLE

10.11.2.1 Verifiche a fessurazione

Si riportano nel seguito le verifiche a fessurazione eseguite sui muri andatori della Spalla S4 nella combinazione frequente.

Tipo di combinazione SLE			
Comb.	Frequente		
Materiali			
Cls	C32/40	$f_{ctk}=f_{ctm}/1,2$ 2.58 MPa	f_{ck} 33.2 MPa
Acciaio	B450C	f_{yk} 450 MPa	
Sollecitazioni e caratteristiche della sezione			
M_{Ed}	177.46 kNm	Sollecitazione flettente	
N_{ed}	0 kN	Sforzo normale (negativo se di compressione)	
c	40 mm	Distanza dell'asse delle armature tese dal bordo	
H	600 mm	Altezza totale della sezione	
B	1000 mm	Base della sezione	
d	560 mm	Altezza utile della sezione	
A_s	2260.8 mm ²	Armatura tesa	
$A's$	1570 mm ²	Armatura compressa	
n	15	Omogeneizzazione acciaio/cls compr.	
y	300 mm	Posizione del baricentro	
Calcolo del momento di fessurazione (sezione non fessurata)			
A^*	657462 mm ²	Area omogeneizzata	
I^*	2.1884E+10 mm ⁴	Inerzia omogeneizzata	
M_{fess}	188.38 kNm	Momento di prima fessurazione >MEd	
SEZIONE NON FESSURATA			

Figura 206 – Verifica a fessurazione parte inferiore – Mxx

Tipo di combinazione SLE			
Comb.	Frequente		
Materiali			
Cls	C32/40	$f_{ctk}=f_{ctm}/1,2$ 2.58 MPa	f_{ck} 33.2 MPa
Acciaio	B450C	f_{yk} 450 MPa	
Sollecitazioni e caratteristiche della sezione			
M_{Ed}	202.4 kNm	Sollecitazione flettente	
N_{ed}	0 kN	Sforzo normale (negativo se di compressione)	
c	40 mm	Distanza dell'asse delle armature tese dal bordo	
H	600 mm	Altezza totale della sezione	
B	1000 mm	Base della sezione	
d	560 mm	Altezza utile della sezione	
A_s	4521.6 mm ²	Armatura tesa	
$A's$	1004.8 mm ²	Armatura compressa	
n	15	Omogeneizzazione acciaio/cls compr.	
y	300 mm	Posizione del baricentro	
Calcolo del momento di fessurazione (sezione non fessurata)			
A^*	682896 mm ²	Area omogeneizzata	
I^*	2.3604E+10 mm ⁴	Inerzia omogeneizzata	
M_{fess}	203.19 kNm	Momento di prima fessurazione >MEd	
SEZIONE NON FESSURATA			

Figura 207 – Verifica a fessurazione parte inferiore – Myy

Tipo di combinazione SLE			
Comb.	Frequente		
Materiali			
Cls	C32/40	$f_{ctk} = f_{ctm} / 1,2$	2.58 MPa f_{ck} 33.2 MPa
Acciaio	B450C	f_{yk}	450 MPa
Sollecitazioni e caratteristiche della sezione			
M_{Ed}	78.98 kNm	Sollecitazione flettente	
N_{ed}	0 kN	Sforzo normale (negativo se di compressione)	
c	40 mm	Distanza dell'asse delle armature tese dal bordo	
H	440 mm	Altezza totale della sezione	
B	1000 mm	Base della sezione	
d	400 mm	Altezza utile della sezione	
A_s	2260.8 mm ²	Armatura tesa	
$A's$	1570 mm ²	Armatura compressa	
n	15	Omogeneizzazione acciaio/cls compr.	
y	220 mm	Posizione del baricentro	
Calcolo del momento di fessurazione (sezione non fessurata)			
A^*	497462 mm ²	Area omogeneizzata	
I^*	8.9604E+09 mm ⁴	Inerzia omogeneizzata	
M_{fess}	105.18 kNm	Momento di prima fessurazione >MEd	
SEZIONE NON FESSURATA			

Figura 208 – Verifica a fessurazione parte superiore – Mxx

Tipo di combinazione SLE			
Comb.	Frequente		
Materiali			
Cls	C32/40	$f_{ctk} = f_{ctm} / 1,2$	2.58 MPa f_{ck} 33.2 MPa
Acciaio	B450C	f_{yk}	450 MPa
Sollecitazioni e caratteristiche della sezione			
M_{Ed}	23.01 kNm	Sollecitazione flettente	
N_{ed}	0 kN	Sforzo normale (negativo se di compressione)	
c	40 mm	Distanza dell'asse delle armature tese dal bordo	
H	440 mm	Altezza totale della sezione	
B	1000 mm	Base della sezione	
d	400 mm	Altezza utile della sezione	
A_s	2260.8 mm ²	Armatura tesa	
$A's$	1004.8 mm ²	Armatura compressa	
n	15	Omogeneizzazione acciaio/cls compr.	
y	220 mm	Posizione del baricentro	
Calcolo del momento di fessurazione (sezione non fessurata)			
A^*	488984 mm ²	Area omogeneizzata	
I^*	8.6857E+09 mm ⁴	Inerzia omogeneizzata	
M_{fess}	101.96 kNm	Momento di prima fessurazione >MEd	
SEZIONE NON FESSURATA			

Figura 209 – Verifica a fessurazione parte superiore – Myy

10.11.2.2 Verifiche tensionali

Si riportano nel seguito le verifiche tensionali eseguite sui muri andatori della Spalla S4 nella combinazione rara.

Calcolo delle tensioni nel caso di flessione semplice (sezione fessurata)			
x_c	150 mm	Posizione dell'asse neutro	
I_{ci}	7.1105E+09 mm ⁴	Inerzia omogeneizzata	
f	57 mm		
h_o	347 mm		
σ_{tmax}	171.77 MPa	Tensione nell'acciaio	Verifica tensionale OK
σ_{cmax}	4.20 MPa	Tensione nel calcestruzzo	Verifica tensionale OK
M_y	521 kNm	Momento allo snervamento	

Figura 210 – Verifica tensionale parte inferiore – Mxx

Calcolo delle tensioni nel caso di flessione semplice (sezione fessurata)			
x_c	207 mm	Posizione dell'asse neutro	
I_{ci}	1.1828E+10 mm ⁴	Inerzia omogeneizzata	
f	83 mm		
h_o	465 mm		
σ_{tmax}	99.53 MPa	Tensione nell'acciaio	Verifica tensionale OK
σ_{cmax}	3.89 MPa	Tensione nel calcestruzzo	Verifica tensionale OK
M_y	1005 kNm	Momento allo snervamento	

Figura 211 – Verifica tensionale parte inferiore – Myy

Calcolo delle tensioni nel caso di flessione semplice (sezione fessurata)			
x_c	122 mm	Posizione dell'asse neutro	
I_{ci}	3.3845E+09 mm ⁴	Inerzia omogeneizzata	
f	57 mm		
h_o	252 mm		
σ_{tmax}	108.93 MPa	Tensione nell'acciaio	Verifica tensionale OK
σ_{cmax}	3.20 MPa	Tensione nel calcestruzzo	Verifica tensionale OK
M_y	366 kNm	Momento allo snervamento	

Figura 212 – Verifica tensionale parte superiore – Mxx

Calcolo delle tensioni nel caso di flessione semplice (sezione fessurata)			
x_c	126 mm	Posizione dell'asse neutro	
I_{ci}	3.3242E+09 mm ⁴	Inerzia omogeneizzata	
f	49 mm		
h_o	289 mm		
σ_{tmax}	28.41 MPa	Tensione nell'acciaio	Verifica tensionale OK
σ_{cmax}	0.87 MPa	Tensione nel calcestruzzo	Verifica tensionale OK
M_y	364 kNm	Momento allo snervamento	

Figura 213 – Verifica tensionale parte superiore – Myy

10.12 Verifica dei baggioli – Spalla S3

10.12.1 Verifiche SLU

Si riportano di seguito, i risultati delle verifiche più gravose dei baggioli, condotte nelle sezioni maggiormente sollecitate con i criteri di verifica precedentemente riportati.

10.12.1.1 Verifiche di resistenza

La verifica viene eseguita facendo riferimento ai modelli fatti di tiranti e puntone descritti al §4.1.2.1.5 delle NTC; Il meccanismo resistente è costituito da un tirante orizzontale superiore, corrispondente all'armatura tesa realizzata mediante $4\Phi 12$ e da un puntone di calcestruzzo inclinato.

Resistenza di elementi tozzi, nelle zone diffuse e nei nodi - C4.1.2.1.5			
P_{Ed}	108.39	[KN]	
H_{Ed}	0	[KN]	
a	0.3	[m]	
b	0.9	[m]	
h	0.9	[m]	
c	0.07	[m]	
d	0.83	[m]	
l	0.466	[m]	
λ	0.62	[-]	
ϕ	12	[mm]	
n_o	4	[-]	
A_s	452.389	[mm ²]	
f_{yd}	391.30	[MPa]	
f_{cd}	19.83	[MPa]	
c	1.5	[-]	
P_{Ed}	\leq	P_{Rs} 283.767 [KN] \leq	P_{Rc} 6399.04 [KN]

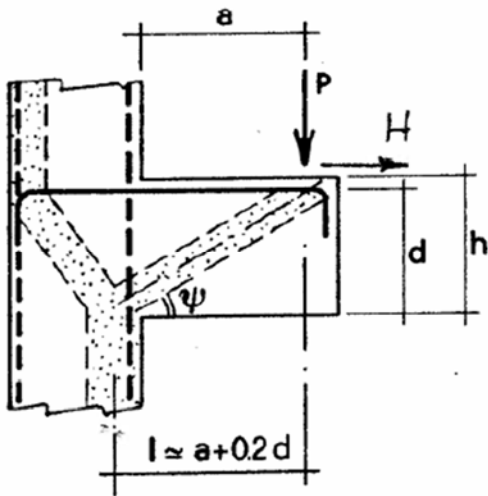


Figura 214 – Verifica Tirante Puntone Baggioli Spalla S3

10.13 Verifica dei baggioli – Spalla S4

10.13.1 Verifiche SLU

Si riportano di seguito, i risultati delle verifiche più gravose dei baggioli, condotte nelle sezioni maggiormente sollecitate con i criteri di verifica precedentemente riportati.

10.13.1.1 Verifiche di resistenza

La verifica viene eseguita facendo riferimento ai modelli fatti di tiranti e puntone descritti al §4.1.2.1.5 delle NTC; Il meccanismo resistente è costituito da un tirante orizzontale superiore, corrispondente all'armatura tesa realizzata mediante 4Φ12 e da un puntone di calcestruzzo inclinato.

Resistenza di elementi tozzi, nelle zone diffuse e nei nodi - C4.1.2.1.5			
P_{Ed}	111.74	[KN]	
H_{Ed}	0	[KN]	
a	0.3	[m]	
b	0.9	[m]	
h	0.9	[m]	
c	0.07	[m]	
d	0.83	[m]	
l	0.466	[m]	
λ	0.62	[-]	
ϕ	12	[mm]	
n_o	4	[-]	
A_s	452.389	[mm ²]	
f_{yd}	391.30	[MPa]	
f_{cd}	19.83	[MPa]	
c	1.5	[-]	
P_{Ed}	≤	P_{Rs} 283.767 [KN]	
		≤	P_{Rc} 6399.04 [KN]

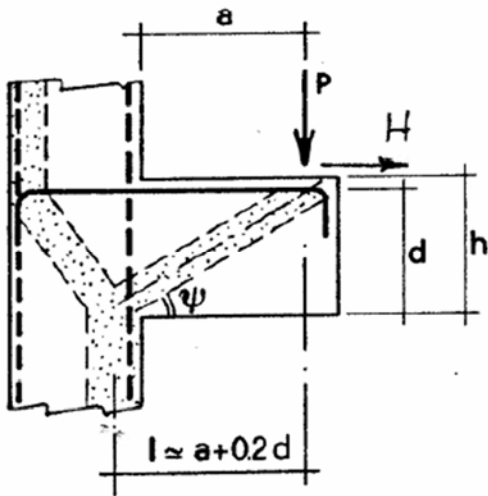


Figura 215 – Verifica Tirante Puntone Baggioli Spalla S4

11. SCARICHI SUGLI ISOLATORI

Si riportano di seguito le forze agenti sugli isolatori nelle diverse condizioni/combinazioni di carico. Per gli scarichi verticali i dati riportati sono indicativi. Per essi si faccia riferimento ai valori riportati nella relazione di calcolo dell' impalcato, derivanti da una modellazione più complessa e completa ai fini della determinazione degli sforzi assiali.

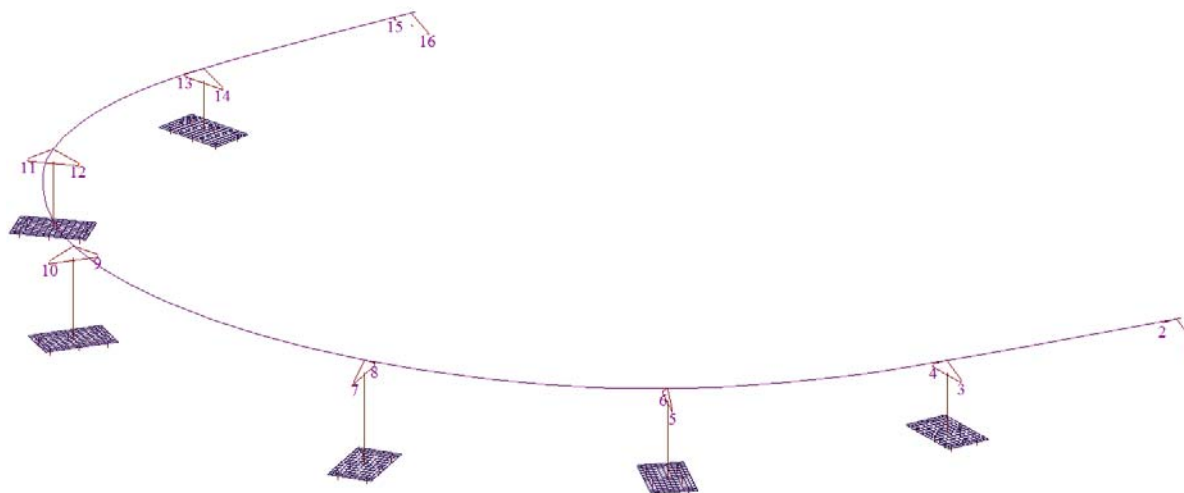


Figura 216 – Numerazione general link

GENERAL LINK	Load	Node	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)
1	G1	2969	-347.1	-0.6	1.6
		2	-347.1	-0.6	1.6
2	G1	2967	-347.3	-0.6	1.5
		1	-347.3	-0.6	1.5
3	G1	2192	-1120.7	-0.8	1.0
		31	-1120.7	-0.8	1.0
4	G1	2191	-1075.7	-0.9	0.8
		32	-1075.7	-0.9	0.8
5	G1	2056	-895.0	1.2	-0.7
		161	-895.0	1.2	-0.7
6	G1	2055	-1007.1	1.0	-0.8
		164	-1007.1	1.0	-0.8
7	G1	1920	-1692.8	4.4	-0.5
		268	-1692.8	4.4	-0.5
8	G1	1919	-1753.1	3.9	-0.6
		271	-1753.1	3.9	-0.6
9	G1	1783	-1777.6	-3.3	-2.8
		266	-1777.6	-3.3	-2.8
10	G1	1784	-1659.9	-3.8	-3.0
		267	-1659.9	-3.8	-3.0
11	G1	2971	-884.3	-0.6	-1.1
		154	-884.3	-0.6	-1.1
12	G1	2970	-1020.9	-0.5	-1.1
		151	-1020.9	-0.5	-1.1
13	G1	1514	-1097.9	0.1	1.2
		18	-1097.9	0.1	1.2
14	G1	1513	-1100.7	0.3	1.1
		19	-1100.7	0.3	1.1
15	G1	1374	-358.0	0.1	1.6
		3	-358.0	0.1	1.6

16	G1	1376	-334.7	0.1	1.6
		4	-334.7	0.1	1.6
1	G2	2969	-146.2	-0.2	0.7
		2	-146.2	-0.2	0.7
2	G2	2967	-146.1	-0.2	0.6
		1	-146.1	-0.2	0.6
3	G2	2192	-492.5	-0.3	0.5
		31	-492.5	-0.3	0.5
4	G2	2191	-471.1	-0.3	0.4
		32	-471.1	-0.3	0.4
5	G2	2056	-408.8	0.5	-0.3
		161	-408.8	0.5	-0.3
6	G2	2055	-455.9	0.4	-0.3
		164	-455.9	0.4	-0.3
7	G2	1920	-585.8	1.5	-0.4
		268	-585.8	1.5	-0.4
8	G2	1919	-620.1	1.3	-0.4
		271	-620.1	1.3	-0.4
9	G2	1783	-629.3	-1.0	-1.2
		266	-629.3	-1.0	-1.2
10	G2	1784	-572.7	-1.1	-1.2
		267	-572.7	-1.1	-1.2
11	G2	2971	-403.2	-0.3	-0.4
		154	-403.2	-0.3	-0.4
12	G2	2970	-462.9	-0.2	-0.4
		151	-462.9	-0.2	-0.4
13	G2	1514	-483.1	0.0	0.6
		18	-483.1	0.0	0.6
14	G2	1513	-481.3	0.0	0.5
		19	-481.3	0.0	0.5
15	G2	1374	-150.7	0.0	0.7
		3	-150.7	0.0	0.7
16	G2	1376	-141.0	0.0	0.6
		4	-141.0	0.0	0.6
1	Q3	2969	-1.2	-11.5	22.5
		2	-1.2	-11.5	22.5
2	Q3	2967	-7.3	-11.3	20.7
		1	-7.3	-11.3	20.7
3	Q3	2192	-3.7	-4.3	72.9
		31	-3.7	-4.3	72.9
4	Q3	2191	-3.4	-3.7	66.9
		32	-3.4	-3.7	66.9
5	Q3	2056	-1.7	20.9	44.2
		161	-1.7	20.9	44.2
6	Q3	2055	-4.7	18.8	38.6
		164	-4.7	18.8	38.6
7	Q3	1920	2.8	68.2	49.1
		268	2.8	68.2	49.1
8	Q3	1919	-10.7	61.2	43.6
		271	-10.7	61.2	43.6
9	Q3	1783	3.9	79.0	-6.3
		266	3.9	79.0	-6.3
10	Q3	1784	3.4	88.1	-7.5
		267	3.4	88.1	-7.5
11	Q3	2971	4.8	40.6	-28.9
		154	4.8	40.6	-28.9
12	Q3	2970	2.5	35.7	-24.9
		151	2.5	35.7	-24.9

13	Q3	1514	5.6	29.1	-67.9
		18	5.6	29.1	-67.9
14	Q3	1513	1.3	27.0	-61.5
		19	1.3	27.0	-61.5
15	Q3	1374	2.5	-1.9	-24.1
		3	2.5	-1.9	-24.1
16	Q3	1376	4.7	-2.3	-22.1
		4	4.7	-2.3	-22.1
1	Q5_pc (X)	2969	7.7	-4.0	-15.3
		2	7.7	-4.0	-15.3
2	Q5_pc (X)	2967	-1.6	-3.9	-15.6
		1	-1.6	-3.9	-15.6
3	Q5_pc (X)	2192	0.1	-8.0	-46.7
		31	0.1	-8.0	-46.7
4	Q5_pc (X)	2191	5.8	-7.9	-47.6
		32	5.8	-7.9	-47.6
5	Q5_pc (X)	2056	-11.4	-1.9	-40.1
		161	-11.4	-1.9	-40.1
6	Q5_pc (X)	2055	26.5	-2.2	-40.8
		164	26.5	-2.2	-40.8
7	Q5_pc (X)	1920	-31.6	5.1	-66.3
		268	-31.6	5.1	-66.3
8	Q5_pc (X)	1919	10.3	4.1	-67.1
		271	10.3	4.1	-67.1
9	Q5_pc (X)	1783	34.5	4.6	-77.2
		266	34.5	4.6	-77.2
10	Q5_pc (X)	1784	-59.1	5.5	-77.3
		267	-59.1	5.5	-77.3
11	Q5_pc (X)	2971	-47.8	2.6	-51.8
		154	-47.8	2.6	-51.8
12	Q5_pc (X)	2970	52.0	2.3	-51.6
		151	52.0	2.3	-51.6
13	Q5_pc (X)	1514	-17.7	1.7	-61.3
		18	-17.7	1.7	-61.3
14	Q5_pc (X)	1513	23.2	1.7	-61.1
		19	23.2	1.7	-61.1
15	Q5_pc (X)	1374	-2.3	0.2	-19.8
		3	-2.3	0.2	-19.8
16	Q5_pc (X)	1376	11.5	0.2	-19.8
		4	11.5	0.2	-19.8
1	Q5_pc (Y)	2969	61.2	-32.7	4.6
		2	61.2	-32.7	4.6
2	Q5_pc (Y)	2967	-65.0	-32.6	4.0
		1	-65.0	-32.6	4.0
3	Q5_pc (Y)	2192	72.9	-90.2	15.4
		31	72.9	-90.2	15.4
4	Q5_pc (Y)	2191	-78.3	-90.0	13.2
		32	-78.3	-90.0	13.2
5	Q5_pc (Y)	2056	76.3	-66.4	12.7
		161	76.3	-66.4	12.7
6	Q5_pc (Y)	2055	-74.6	-66.9	11.0
		164	-74.6	-66.9	11.0
7	Q5_pc (Y)	1920	15.8	-88.0	13.0
		268	15.8	-88.0	13.0
8	Q5_pc (Y)	1919	4.7	-89.9	11.6
		271	4.7	-89.9	11.6
9	Q5_pc (Y)	1783	-21.2	-85.9	-6.7
		266	-21.2	-85.9	-6.7

10	Q5_pc (Y)	1784	10.0	-83.9	-7.0
		267	10.0	-83.9	-7.0
11	Q5_pc (Y)	2971	-13.3	-59.1	-11.8
		154	-13.3	-59.1	-11.8
12	Q5_pc (Y)	2970	6.5	-60.1	-10.9
		151	6.5	-60.1	-10.9
13	Q5_pc (Y)	1514	-46.5	-78.0	-18.9
		18	-46.5	-78.0	-18.9
14	Q5_pc (Y)	1513	48.3	-78.6	-17.2
		19	48.3	-78.6	-17.2
15	Q5_pc (Y)	1374	-48.6	-28.0	-6.8
		3	-48.6	-28.0	-6.8
16	Q5_pc (Y)	1376	51.7	-28.1	-6.2
		4	51.7	-28.1	-6.2
1	Q5_ps (X)	2969	4.8	-2.6	-10.3
		2	4.8	-2.6	-10.3
2	Q5_ps (X)	2967	-1.2	-2.6	-10.5
		1	-1.2	-2.6	-10.5
3	Q5_ps (X)	2192	0.2	-5.2	-31.7
		31	0.2	-5.2	-31.7
4	Q5_ps (X)	2191	3.9	-5.1	-32.3
		32	3.9	-5.1	-32.3
5	Q5_ps (X)	2056	-6.5	-1.2	-27.9
		161	-6.5	-1.2	-27.9
6	Q5_ps (X)	2055	14.1	-1.3	-28.4
		164	14.1	-1.3	-28.4
7	Q5_ps (X)	1920	-7.2	3.7	-48.8
		268	-7.2	3.7	-48.8
8	Q5_ps (X)	1919	-5.5	3.0	-49.3
		271	-5.5	3.0	-49.3
9	Q5_ps (X)	1783	6.7	3.6	-56.6
		266	6.7	3.6	-56.6
10	Q5_ps (X)	1784	-19.2	4.3	-56.7
		267	-19.2	4.3	-56.7
11	Q5_ps (X)	2971	-22.7	1.7	-36.4
		154	-22.7	1.7	-36.4
12	Q5_ps (X)	2970	24.6	1.5	-36.2
		151	24.6	1.5	-36.2
13	Q5_ps (X)	1514	-9.6	0.5	-42.5
		18	-9.6	0.5	-42.5
14	Q5_ps (X)	1513	12.1	0.4	-42.2
		19	12.1	0.4	-42.2
15	Q5_ps (X)	1374	-1.6	-0.3	-13.6
		3	-1.6	-0.3	-13.6
16	Q5_ps (X)	1376	7.0	-0.3	-13.6
		4	7.0	-0.3	-13.6
1	Q5_ps (Y)	2969	31.4	-22.4	3.5
		2	31.4	-22.4	3.5
2	Q5_ps (Y)	2967	-33.8	-22.4	3.0
		1	-33.8	-22.4	3.0
3	Q5_ps (Y)	2192	30.7	-62.4	11.6
		31	30.7	-62.4	11.6
4	Q5_ps (Y)	2191	-34.4	-62.2	10.1
		32	-34.4	-62.2	10.1
5	Q5_ps (Y)	2056	29.9	-46.7	9.8
		161	29.9	-46.7	9.8
6	Q5_ps (Y)	2055	-29.5	-47.1	8.5
		164	-29.5	-47.1	8.5

7	Q5_ps (Y)	1920	-8.3	-65.1	10.4
		268	-8.3	-65.1	10.4
8	Q5_ps (Y)	1919	22.7	-66.6	9.2
		271	22.7	-66.6	9.2
9	Q5_ps (Y)	1783	-11.5	-63.1	-5.3
		266	-11.5	-63.1	-5.3
10	Q5_ps (Y)	1784	2.9	-61.4	-5.5
		267	2.9	-61.4	-5.5
11	Q5_ps (Y)	2971	-8.8	-41.1	-9.2
		154	-8.8	-41.1	-9.2
12	Q5_ps (Y)	2970	4.3	-41.9	-8.5
		151	4.3	-41.9	-8.5
13	Q5_ps (Y)	1514	-21.4	-53.6	-14.5
		18	-21.4	-53.6	-14.5
14	Q5_ps (Y)	1513	23.7	-54.0	-13.2
		19	23.7	-54.0	-13.2
15	Q5_ps (Y)	1374	-25.0	-19.2	-5.1
		3	-25.0	-19.2	-5.1
16	Q5_ps (Y)	1376	27.1	-19.3	-4.7
		4	27.1	-19.3	-4.7
1	T	2969	-3.4	1.2	5.5
		2	-3.4	1.2	5.5
2	T	2967	1.9	1.2	5.3
		1	1.9	1.2	5.3
3	T	2192	-3.3	8.2	9.7
		31	-3.3	8.2	9.7
4	T	2191	2.1	8.2	9.1
		32	2.1	8.2	9.1
5	T	2056	-4.8	7.0	0.5
		161	-4.8	7.0	0.5
6	T	2055	5.6	6.6	0.2
		164	5.6	6.6	0.2
7	T	1920	-5.1	8.8	-8.3
		268	-5.1	8.8	-8.3
8	T	1919	6.8	8.5	-8.3
		271	6.8	8.5	-8.3
9	T	1783	9.0	-3.5	-11.8
		266	9.0	-3.5	-11.8
10	T	1784	-6.8	-3.8	-11.9
		267	-6.8	-3.8	-11.9
11	T	2971	-4.8	-6.6	-3.1
		154	-4.8	-6.6	-3.1
12	T	2970	5.7	-6.1	-3.2
		151	5.7	-6.1	-3.2
13	T	1514	-3.4	-11.9	4.5
		18	-3.4	-11.9	4.5
14	T	1513	1.4	-11.7	3.9
		19	1.4	-11.7	3.9
15	T	1374	-2.9	-3.1	4.1
		3	-2.9	-3.1	4.1
16	T	1376	2.1	-3.1	3.9
		4	2.1	-3.1	3.9
1	SLC2(all)	2969	-738.7	-39.4	39.3
		2	-738.7	-39.4	39.3
2	SLC2(all)	2967	-736.9	-45.8	36.4
		1	-736.9	-45.8	36.4
3	SLC2(all)	2192	-2205.5	86.6	-110.8
		31	-2205.5	86.6	-110.8

4	SLC2(all)	2191	-2145.9	89.1	-116.7
		32	-2145.9	89.1	-116.7
5	SLC2(all)	2056	-1882.1	64.0	65.4
		161	-1882.1	64.0	65.4
6	SLC2(all)	2055	-2093.9	76.6	78.8
		164	-2093.9	76.6	78.8
7	SLC2(all)	1920	-2810.7	118.3	-105.9
		268	-2810.7	118.3	-105.9
8	SLC2(all)	1919	-2965.4	135.1	-129.8
		271	-2965.4	135.1	-129.8
9	SLC2(all)	1783	-3042.3	-156.4	-124.2
		266	-3042.3	-156.4	-124.2
10	SLC2(all)	1784	-2771.0	-127.7	-107.9
		267	-2771.0	-127.7	-107.9
11	SLC2(all)	2971	-1846.0	-62.0	-58.8
		154	-1846.0	-62.0	-58.8
12	SLC2(all)	2970	-2134.6	-74.8	70.2
		151	-2134.6	-74.8	70.2
13	SLC2(all)	1514	-2185.7	-84.2	99.9
		18	-2185.7	-84.2	99.9
14	SLC2(all)	1513	-2181.8	98.4	110.0
		19	-2181.8	98.4	110.0
15	SLC2(all)	1374	-747.7	-41.3	38.8
		3	-747.7	-41.3	38.8
16	SLC2(all)	1376	-746.3	-41.3	41.8
		4	-746.3	-41.3	41.8
1	SLC1(all)	2969	-687.0	-40.2	38.6
		2	-687.0	-40.2	38.6
2	SLC1(all)	2967	-698.4	-48.4	-38.3
		1	-698.4	-48.4	-38.3
3	SLC1(all)	2192	-2350.2	-97.8	-115.5
		31	-2350.2	-97.8	-115.5
4	SLC1(all)	2191	-2217.9	-109.7	-118.9
		32	-2217.9	-109.7	-118.9
5	SLC1(all)	2056	-1969.2	75.2	-61.4
		161	-1969.2	75.2	-61.4
6	SLC1(all)	2055	-2136.4	-89.5	-75.9
		164	-2136.4	-89.5	-75.9
7	SLC1(all)	1920	-2723.1	-125.2	113.6
		268	-2723.1	-125.2	113.6
8	SLC1(all)	1919	-2935.8	-152.3	-135.3
		271	-2935.8	-152.3	-135.3
9	SLC1(all)	1783	-2937.5	-162.5	-150.1
		266	-2937.5	-162.5	-150.1
10	SLC1(all)	1784	-2716.8	-135.2	-118.0
		267	-2716.8	-135.2	-118.0
11	SLC1(all)	2971	-1865.1	-78.1	-70.3
		154	-1865.1	-78.1	-70.3
12	SLC1(all)	2970	-2192.2	-93.0	-84.0
		151	-2192.2	-93.0	-84.0
13	SLC1(all)	1514	-2263.6	-103.0	-114.8
		18	-2263.6	-103.0	-114.8
14	SLC1(all)	1513	-2288.5	-109.7	-121.2
		19	-2288.5	-109.7	-121.2
15	SLC1(all)	1374	-712.7	-45.1	-38.9
		3	-712.7	-45.1	-38.9
16	SLC1(all)	1376	-652.4	-40.8	37.7
		4	-652.4	-40.8	37.7

1	SLC3(all)	2969	-724.1	55.8	82.6
		2	-724.1	55.8	82.6
2	SLC3(all)	2967	-733.3	-61.6	80.3
		1	-733.3	-61.6	80.3
3	SLC3(all)	2192	-2221.1	-163.9	236.6
		31	-2221.1	-163.9	236.6
4	SLC3(all)	2191	-2168.2	-169.6	238.6
		32	-2168.2	-169.6	238.6
5	SLC3(all)	2056	-1888.9	-125.7	176.8
		161	-1888.9	-125.7	176.8
6	SLC3(all)	2055	-2173.1	-148.4	212.8
		164	-2173.1	-148.4	212.8
7	SLC3(all)	1920	-2877.0	-222.5	306.0
		268	-2877.0	-222.5	306.0
8	SLC3(all)	1919	-3004.8	-222.6	326.6
		271	-3004.8	-222.6	326.6
9	SLC3(all)	1783	-3031.6	-238.1	342.9
		266	-3031.6	-238.1	342.9
10	SLC3(all)	1784	-2783.3	-214.3	300.4
		267	-2783.3	-214.3	300.4
11	SLC3(all)	2971	-1843.5	-136.6	166.8
		154	-1843.5	-136.6	166.8
12	SLC3(all)	2970	-2163.6	-162.2	220.8
		151	-2163.6	-162.2	220.8
13	SLC3(all)	1514	-2186.1	-175.9	220.9
		18	-2186.1	-175.9	220.9
14	SLC3(all)	1513	-2216.9	-179.0	244.9
		19	-2216.9	-179.0	244.9
15	SLC3(all)	1374	-746.6	-65.5	78.7
		3	-746.6	-65.5	78.7
16	SLC3(all)	1376	-687.7	56.3	80.2
		4	-687.7	56.3	80.2
1	SLC4(all)	2969	-770.8	48.7	-53.0
		2	-770.8	48.7	-53.0
2	SLC4(all)	2967	-712.0	-49.8	-56.9
		1	-712.0	-49.8	-56.9
3	SLC4(all)	2192	-2241.8	136.3	-149.5
		31	-2241.8	136.3	-149.5
4	SLC4(all)	2191	-2147.6	135.4	-154.6
		32	-2147.6	135.4	-154.6
5	SLC4(all)	2056	-1862.2	96.3	-114.1
		161	-1862.2	96.3	-114.1
6	SLC4(all)	2055	-2103.5	-112.7	-130.1
		164	-2103.5	-112.7	-130.1
7	SLC4(all)	1920	-2892.0	-172.5	-194.8
		268	-2892.0	-172.5	-194.8
8	SLC4(all)	1919	-3023.2	-194.2	-214.6
		271	-3023.2	-194.2	-214.6
9	SLC4(all)	1783	-3062.5	-203.3	-236.2
		266	-3062.5	-203.3	-236.2
10	SLC4(all)	1784	-2845.5	-189.1	-197.4
		267	-2845.5	-189.1	-197.4
11	SLC4(all)	2971	-1857.4	-105.3	-111.6
		154	-1857.4	-105.3	-111.6
12	SLC4(all)	2970	-2136.5	-116.5	-126.8
		151	-2136.5	-116.5	-126.8
13	SLC4(all)	1514	-2178.2	133.4	-150.3
		18	-2178.2	133.4	-150.3

14	SLC4(all)	1513	-2250.0	149.7	-155.1
		19	-2250.0	149.7	-155.1
15	SLC4(all)	1374	-711.2	-49.6	-58.5
		3	-711.2	-49.6	-58.5
16	SLC4(all)	1376	-705.2	54.1	-49.8
		4	-705.2	54.1	-49.8
1	SLC5(all)	2969	-785.4	47.0	53.1
		2	-785.4	47.0	53.1
2	SLC5(all)	2967	-799.6	-51.4	54.0
		1	-799.6	-51.4	54.0
3	SLC5(all)	2192	-2537.7	122.6	-159.4
		31	-2537.7	122.6	-159.4
4	SLC5(all)	2191	-2395.2	-128.5	-160.4
		32	-2395.2	-128.5	-160.4
5	SLC5(all)	2056	-2187.5	81.8	-110.8
		161	-2187.5	81.8	-110.8
6	SLC5(all)	2055	-2463.5	-97.4	-125.5
		164	-2463.5	-97.4	-125.5
7	SLC5(all)	1920	-3030.7	158.4	-167.4
		268	-3030.7	158.4	-167.4
8	SLC5(all)	1919	-3234.0	193.9	-196.3
		271	-3234.0	193.9	-196.3
9	SLC5(all)	1783	-3290.0	208.9	-180.0
		266	-3290.0	208.9	-180.0
10	SLC5(all)	1784	-2960.7	174.4	-155.9
		267	-2960.7	174.4	-155.9
11	SLC5(all)	2971	-2155.3	-91.2	-121.9
		154	-2155.3	-91.2	-121.9
12	SLC5(all)	2970	-2516.3	-108.4	-144.7
		151	-2516.3	-108.4	-144.7
13	SLC5(all)	1514	-2473.4	121.8	-162.6
		18	-2473.4	121.8	-162.6
14	SLC5(all)	1513	-2474.4	135.0	-171.8
		19	-2474.4	135.0	-171.8
15	SLC5(all)	1374	-798.1	-47.4	56.6
		3	-798.1	-47.4	56.6
16	SLC5(all)	1376	-760.6	46.6	53.3
		4	-760.6	46.6	53.3
1	SLC6(all)	2969	-717.9	40.7	39.9
		2	-717.9	40.7	39.9
2	SLC6(all)	2967	-697.1	-45.4	39.7
		1	-697.1	-45.4	39.7
3	SLC6(all)	2192	-2264.9	-97.1	-102.0
		31	-2264.9	-97.1	-102.0
4	SLC6(all)	2191	-2108.7	-109.5	108.6
		32	-2108.7	-109.5	108.6
5	SLC6(all)	2056	-1849.3	71.6	57.0
		161	-1849.3	71.6	57.0
6	SLC6(all)	2055	-2068.8	80.3	70.6
		164	-2068.8	80.3	70.6
7	SLC6(all)	1920	-2827.3	118.4	-117.6
		268	-2827.3	118.4	-117.6
8	SLC6(all)	1919	-2934.7	134.9	-142.3
		271	-2934.7	134.9	-142.3
9	SLC6(all)	1783	-2948.2	-151.2	-145.7
		266	-2948.2	-151.2	-145.7
10	SLC6(all)	1784	-2777.5	-126.1	-122.0
		267	-2777.5	-126.1	-122.0

11	SLC6(all)	2971	-1824.1	67.7	-60.1
		154	-1824.1	67.7	-60.1
12	SLC6(all)	2970	-2079.1	85.4	-72.5
		151	-2079.1	85.4	-72.5
13	SLC6(all)	1514	-2167.4	-101.9	-101.5
		18	-2167.4	-101.9	-101.5
14	SLC6(all)	1513	-2195.5	104.0	112.2
		19	-2195.5	104.0	112.2
15	SLC6(all)	1374	-708.5	-41.5	38.6
		3	-708.5	-41.5	38.6
16	SLC6(all)	1376	-659.1	41.4	36.6
		4	-659.1	41.4	36.6
1	SLC7(all)	2969	-739.7	44.6	41.9
		2	-739.7	44.6	41.9
2	SLC7(all)	2967	-751.6	-44.1	39.3
		1	-751.6	-44.1	39.3
3	SLC7(all)	2192	-2220.2	98.9	-106.2
		31	-2220.2	98.9	-106.2
4	SLC7(all)	2191	-2137.3	99.8	-112.1
		32	-2137.3	99.8	-112.1
5	SLC7(all)	2056	-1867.0	69.1	-68.2
		161	-1867.0	69.1	-68.2
6	SLC7(all)	2055	-2096.0	77.4	-80.1
		164	-2096.0	77.4	-80.1
7	SLC7(all)	1920	-2807.2	119.7	-121.3
		268	-2807.2	119.7	-121.3
8	SLC7(all)	1919	-2973.4	144.7	138.6
		271	-2973.4	144.7	138.6
9	SLC7(all)	1783	-3026.0	-156.7	-137.7
		266	-3026.0	-156.7	-137.7
10	SLC7(all)	1784	-2749.5	-129.4	-115.7
		267	-2749.5	-129.4	-115.7
11	SLC7(all)	2971	-1843.4	-69.1	-66.1
		154	-1843.4	-69.1	-66.1
12	SLC7(all)	2970	-2144.7	85.7	-81.3
		151	-2144.7	85.7	-81.3
13	SLC7(all)	1514	-2183.7	93.1	-104.9
		18	-2183.7	93.1	-104.9
14	SLC7(all)	1513	-2217.7	108.3	113.4
		19	-2217.7	108.3	113.4
15	SLC7(all)	1374	-763.4	-42.2	40.3
		3	-763.4	-42.2	40.3
16	SLC7(all)	1376	-708.8	42.2	39.3
		4	-708.8	42.2	39.3
1	C1+C2(all)	2969	-1123.3	-2.6	2.9
		2	-1123.3	-2.6	2.9
2	C1+C2(all)	2967	-666.8	-2.6	2.9
		1	-666.8	-2.6	2.9
3	C1+C2(all)	2192	-1670.1	-8.0	-6.9
		31	-1670.1	-8.0	-6.9
4	C1+C2(all)	2191	-1121.0	-8.1	-6.7
		32	-1121.0	-8.1	-6.7
5	C1+C2(all)	2056	-1578.1	-5.9	-5.1
		161	-1578.1	-5.9	-5.1
6	C1+C2(all)	2055	-1160.8	-5.6	-4.8
		164	-1160.8	-5.6	-4.8
7	C1+C2(all)	1920	-1780.2	-6.8	7.8
		268	-1780.2	-6.8	7.8

8	C1+C2(all)	1919	-1337.1	-6.7	7.7
		271	-1337.1	-6.7	7.7
9	C1+C2(all)	1783	-1360.6	-5.4	7.4
		266	-1360.6	-5.4	7.4
10	C1+C2(all)	1784	-1765.6	-6.0	7.5
		267	-1765.6	-6.0	7.5
11	C1+C2(all)	2971	-1567.1	5.6	4.5
		154	-1567.1	5.6	4.5
12	C1+C2(all)	2970	-1173.4	5.3	4.5
		151	-1173.4	5.3	4.5
13	C1+C2(all)	1514	-1657.3	8.2	-5.2
		18	-1657.3	8.2	-5.2
14	C1+C2(all)	1513	-1136.9	8.1	-5.1
		19	-1136.9	8.1	-5.1
15	C1+C2(all)	1374	-1138.3	2.7	2.7
		3	-1138.3	2.7	2.7
16	C1+C2(all)	1376	-653.0	2.7	2.7
		4	-653.0	2.7	2.7
1	C3+C4(all)	2969	-661.1	-2.6	3.7
		2	-661.1	-2.6	3.7
2	C3+C4(all)	2967	-1129.2	-2.6	3.6
		1	-1129.2	-2.6	3.6
3	C3+C4(all)	2192	-1184.3	7.2	7.7
		31	-1184.3	7.2	7.7
4	C3+C4(all)	2191	-1599.5	7.2	7.5
		32	-1599.5	7.2	7.5
5	C3+C4(all)	2056	-1096.9	6.7	4.7
		161	-1096.9	6.7	4.7
6	C3+C4(all)	2055	-1604.3	6.3	4.5
		164	-1604.3	6.3	4.5
7	C3+C4(all)	1920	-1308.0	9.7	-8.8
		268	-1308.0	9.7	-8.8
8	C3+C4(all)	1919	-1752.7	9.3	-8.8
		271	-1752.7	9.3	-8.8
9	C3+C4(all)	1783	-1777.4	-7.3	-9.8
		266	-1777.4	-7.3	-9.8
10	C3+C4(all)	1784	-1288.4	-7.5	-10.0
		267	-1288.4	-7.5	-10.0
11	C3+C4(all)	2971	-1083.3	-6.3	-5.2
		154	-1083.3	-6.3	-5.2
12	C3+C4(all)	2970	-1616.3	-6.0	-5.2
		151	-1616.3	-6.0	-5.2
13	C3+C4(all)	1514	-1167.2	-8.4	6.0
		18	-1167.2	-8.4	6.0
14	C3+C4(all)	1513	-1600.3	-8.2	5.9
		19	-1600.3	-8.2	5.9
15	C3+C4(all)	1374	-676.6	-2.4	3.5
		3	-676.6	-2.4	3.5
16	C3+C4(all)	1376	-1112.8	-2.4	3.3
		4	-1112.8	-2.4	3.3
1	SLC TOT(max)	2969	-360.8	45.3	52.3
		2	-360.8	45.3	52.3
2	SLC TOT(max)	2967	-359.2	43.3	50.5
		1	-359.2	43.3	50.5
3	SLC TOT(max)	2192	-1268.0	115.5	137.0
		31	-1268.0	115.5	137.0
4	SLC TOT(max)	2191	-1219.9	116.4	143.8
		32	-1219.9	116.4	143.8

5	SLC TOT(max)	2056	-923.8	84.2	87.9
		161	-923.8	84.2	87.9
6	SLC TOT(max)	2055	-1056.7	95.2	104.5
		164	-1056.7	95.2	104.5
7	SLC TOT(max)	1920	-2015.5	148.1	157.2
		268	-2015.5	148.1	157.2
8	SLC TOT(max)	1919	-2086.5	170.2	175.7
		271	-2086.5	170.2	175.7
9	SLC TOT(max)	1783	-2087.1	175.8	173.6
		266	-2087.1	175.8	173.6
10	SLC TOT(max)	1784	-1979.7	146.3	146.4
		267	-1979.7	146.3	146.4
11	SLC TOT(max)	2971	-926.9	80.7	83.3
		154	-926.9	80.7	83.3
12	SLC TOT(max)	2970	-1060.2	99.3	106.1
		151	-1060.2	99.3	106.1
13	SLC TOT(max)	1514	-1239.7	113.1	129.5
		18	-1239.7	113.1	129.5
14	SLC TOT(max)	1513	-1233.5	128.0	144.3
		19	-1233.5	128.0	144.3
15	SLC TOT(max)	1374	-377.6	42.1	50.2
		3	-377.6	42.1	50.2
16	SLC TOT(max)	1376	-350.5	47.2	49.9
		4	-350.5	47.2	49.9
1	SLC TOT(min)	2969	-740.1	-42.1	-47.2
		2	-740.1	-42.1	-47.2
2	SLC TOT(min)	2967	-734.4	-50.1	-47.8
		1	-734.4	-50.1	-47.8
3	SLC TOT(min)	2192	-2295.6	-112.8	-139.4
		31	-2295.6	-112.8	-139.4
4	SLC TOT(min)	2191	-2191.9	-121.5	-142.8
		32	-2191.9	-121.5	-142.8
5	SLC TOT(min)	2056	-1933.8	-81.7	-88.8
		161	-1933.8	-81.7	-88.8
6	SLC TOT(min)	2055	-2167.1	-98.2	-103.5
		164	-2167.1	-98.2	-103.5
7	SLC TOT(min)	1920	-2858.0	-146.8	-155.2
		268	-2858.0	-146.8	-155.2
8	SLC TOT(min)	1919	-3016.6	-166.9	-179.0
		271	-3016.6	-166.9	-179.0
9	SLC TOT(min)	1783	-3055.8	-182.2	-185.3
		266	-3055.8	-182.2	-185.3
10	SLC TOT(min)	1784	-2806.8	-156.2	-157.8
		267	-2806.8	-156.2	-157.8
11	SLC TOT(min)	2971	-1895.0	-89.5	-92.0
		154	-1895.0	-89.5	-92.0
12	SLC TOT(min)	2970	-2200.3	-105.2	-106.9
		151	-2200.3	-105.2	-106.9
13	SLC TOT(min)	1514	-2238.0	-120.0	-135.2
		18	-2238.0	-120.0	-135.2
14	SLC TOT(min)	1513	-2263.6	-124.6	-142.8
		19	-2263.6	-124.6	-142.8
15	SLC TOT(min)	1374	-743.4	-49.1	-47.9
		3	-743.4	-49.1	-47.9
16	SLC TOT(min)	1376	-704.6	-45.1	-44.1
		4	-704.6	-45.1	-44.1

12. VERIFICA DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO

La figura sottostante mostra gli spostamenti massimi orizzontali calcolati nella combinazione SLC. Come si può osservare lo spostamento massimo calcolato è pari a 110mm, a fronte di una capacità massima dell'isolatore di 250mm. Il sistema di isolamento, pertanto risulta verificato.

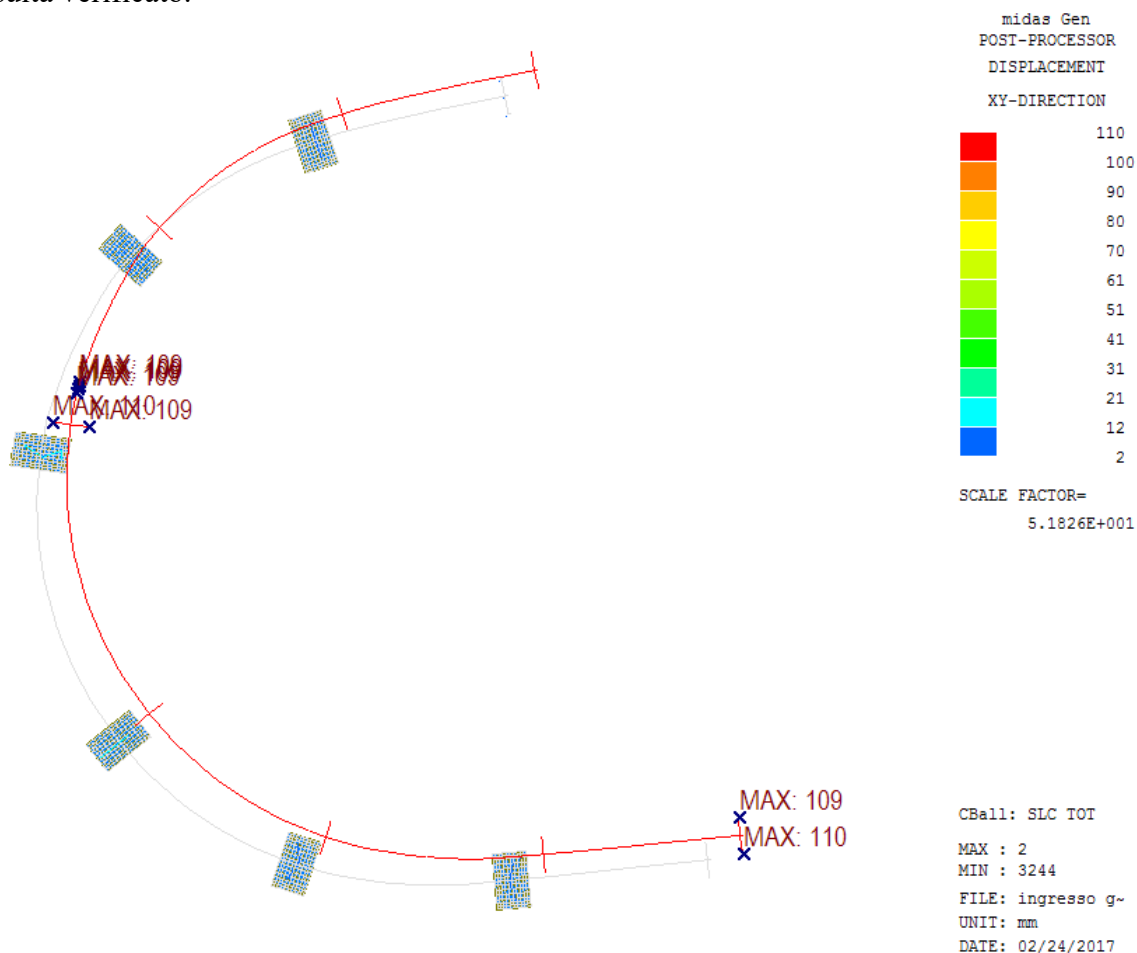


Figura 217 – Spostamenti massimi SLC

Come già accennato, per quanto riguarda le azioni orizzontali di natura non sismica, la normativa UNI EN 15129, impone di trascurare il contributo offerto dall'attrito nel calcolo dello spostamento massimo che il dispositivo può subire. Pertanto nel modello è stato assegnato un *boundary change*, relativamente alle proprietà degli isolatori per poter calcolare gli spostamenti in condizioni non sismiche trascurando l'effetto dell' attrito. La figura seguente mostra il risultato ottenuto nella combinazione SLU più gravosa.

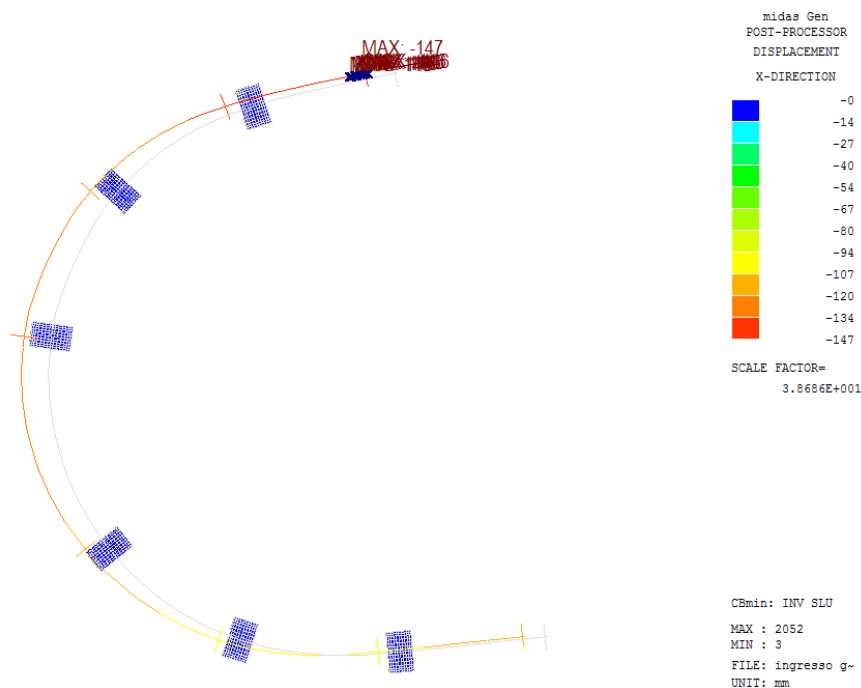


Figura 218 – Spostamento massimo in X allo SLU

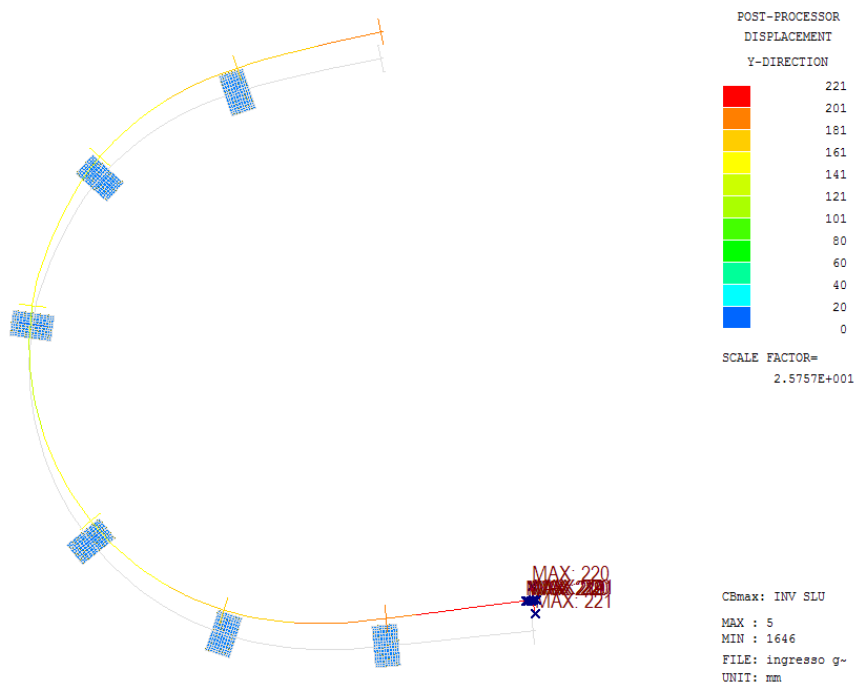


Figura 219 – Spostamento massimo in Y allo SLU

Come si può notare, lo spostamento massimo richiesto, ottenuto per la combinazione SLU con vento a ponte carico in direzione Y, è pari a 220mm, a fronte di una capacità degli isolatori di 250mm. L'approccio di calcolo che trascurare totalmente l'effetto dell'attrito in condizioni statiche è stato valido e cautelativo ai fini del dimensionamento degli isolatori.

Tuttavia si vuole analizzare il comportamento della struttura, sotto l'azione del vento, anche nell'ipotesi in cui il contributo offerto dall'attrito non sia trascurato. Come già accennato,

il coefficiente d'attrito dell'isolatore è funzione del valore dello sforzo normale. La seguente tabella indica il calcolo della resistenza offerta dagli isolatori per effetto dell'attrito nelle due configurazioni di vento a ponte carico e vento a ponte scarico.

	N vento PS	N vento PC	NEd	uf PS	uf PC	R attrito PS	R attrito PC
Isolatore	(kN)	(kN)	(kN)	%	%	(kN)	(kN)
IS17	513	744	1500	6.12	4.49	31	33
IS18	480	695	1500	6.47	4.75	31	33
IS19	1586	2261	4000	5.41	4.02	86	91
IS20	1590	2269	4000	5.40	4.01	86	91
IS21	1291	1816	2500	4.34	3.26	56	59
IS22	1487	2090	2500	3.86	2.90	57	61
IS23	2238	2990	5000	4.89	3.84	109	115
IS24	2412	3240	5000	4.59	3.59	111	116
IS25	2284	3053	5000	4.81	3.77	110	115
IS26	2378	3194	5000	4.65	3.63	110	116
IS27	1308	2060	2500	4.29	2.94	56	61
IS28	1466	1840	2500	3.90	3.23	57	59
IS29	1619	2307	4000	5.32	3.96	86	91
IS30	1554	2219	4000	5.50	4.09	85	91
IS31	497	721	1500	6.28	4.61	31	33
IS32	498	721	1500	6.27	4.61	31	33
TOTALI						1135	1199

La forza orizzontale totale dovuta al vento a ponte scarico è pari a 748 kN, il valore di resistenza offerto dall'attrito è di 1135 kN, si ha un coefficiente di sicurezza nei confronti del movimento dell'isolatore pari a 1.52.

La forza orizzontale totale dovuta al vento a ponte carico è pari a 1058 kN, il valore di resistenza offerto dall'attrito è di 1199 kN, si ha un coefficiente di sicurezza nei confronti del movimento dell'isolatore pari a 1.13.

12.1 VERIFICA DEI GIUNTI

Come sopra riportato, lo spostamento massimo complessivo, in corrispondenza dei giunti, calcolato nell'ipotesi molto cautelativa di attrito assente sugli isolatori, allo SLU è pari a:

$$\Delta s_{\text{long}} = 147 \text{ mm};$$

$$\Delta s_{\text{trasv}} = 221 \text{ mm}.$$

Si dispone, pertanto, in corrispondenza di entrambe le spalle un giunto capace di consentire spostamenti in entrambe le direzioni tipo "FIP RAN-P 400T" o equivalente, capace dei seguenti spostamenti:

$$\Delta s_{\text{long}} = \pm 200 \text{ mm};$$

$$\Delta s_{\text{trasv}} = \pm 250 \text{ mm}.$$

12.2 RITEGNI TRASVERSALI SULLE SPALLE

Come ulteriore elemento di sicurezza, oltre il fine corsa dell'isolatore, sulle spalle, in direzione trasversale, vengono disposti dei ritegni in c.a. protetti da un ciscinetto in neoprene armato. Essi si trovano ad una distanza dalla piattabanda inferiore della trave, tale da non dovere intervenire. Tale distanza, come mostra l'immagine seguente è di $65-4-35=26\text{cm}$, a fronte di uno spostamento massimo calcolato nelle ipotesi più sfavorevoli possibili di 23.8 cm. Pertanto i ritegni, disposti sulle spalle rappresentano solo un elemento di maggior cautela, da considerare fuori calcolo.

Volendo fare un confronto tra l'azione orizzontale massima calcolata sugli isolatori delle spalle allo SLC (54.1x2 kN) e la resistenza del ritegno, calcolata come mensola tozza, si ottiene un coefficiente di sicurezza di $310.9/108.2=2.87$.

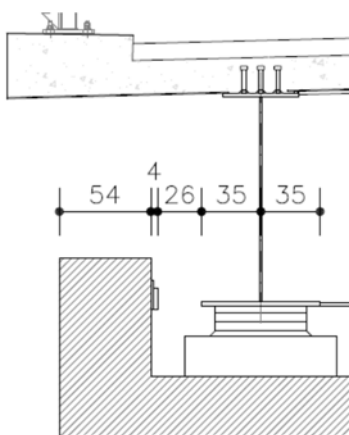


Figura 220 – Dettaglio ritegno su spalla

Resistenza di elementi tozzi, nelle zone diffuse e nei nodi - C4.1.2.1.5			
P_{Ed}	108.2	[kN]	
H_{Ed}	0	[kN]	
a	0.46	[m]	
b	0.96	[m]	
h	0.54	[m]	
c	0.05	[m]	
d	0.49	[m]	
l	0.558	[m]	
λ	1.27	[-]	
ϕ	16	[mm]	
n_o	5	[-]	
A_s	1005.31	[mm ²]	
f_{yd}	391.30	[MPa]	
f_{cd}	18.13	[MPa]	
c	1	[-]	
P_{Ed}	\leq	P_{Rs}	310.899 [kN]
			\leq
			P_{Rc}
			1311.79 [kN]

Figura 221 – Resistenza del ritegno

13. VERIFICA DEI PALI DELLE PILE

Nel presente paragrafo si riportano le reazioni, derivanti dal modello globale, rappresentative delle sollecitazioni sui pali di fondazione delle pile del Sovrappasso di ingresso e le relative verifiche eseguite mediante i criteri di analisi e verifica definiti precedentemente.

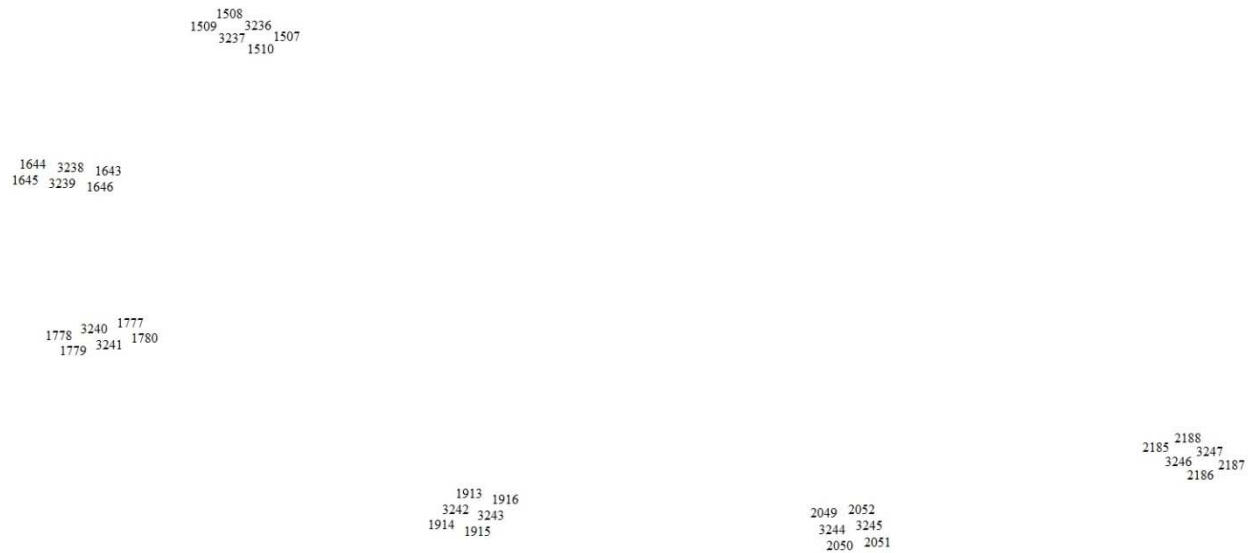


Figura 222 – Numerazione nodi

Node	Load	FX	FY	FXY	FZ
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1507	INV SLU(min)	-39.16	-34.57	52.24	701.52
1508	INV SLU(min)	-31.56	-56.47	64.69	686.09
1509	INV SLU(min)	-29.25	-55.06	62.35	695.34
1510	INV SLU(min)	-35.76	-33.74	49.17	684.68
1643	INV SLU(min)	-37.36	-27.17	46.19	664.71
1644	INV SLU(min)	-20.42	-42.22	46.90	576.16
1645	INV SLU(min)	-19.50	-39.55	44.10	589.66
1646	INV SLU(min)	-34.82	-25.77	43.32	657.01
1777	INV SLU(min)	-59.55	-47.31	76.05	933.50
1778	INV SLU(min)	-26.62	-51.48	57.96	824.70
1779	INV SLU(min)	-26.26	-47.31	54.11	853.75
1780	INV SLU(min)	-58.29	-43.50	72.74	870.67
1913	INV SLU(min)	-56.61	-59.31	81.99	809.42
1914	INV SLU(min)	-34.43	-36.18	49.94	854.61
1915	INV SLU(min)	-36.34	-34.77	50.29	795.00
1916	INV SLU(min)	-62.42	-55.44	83.49	901.70
2049	INV SLU(min)	-34.30	-48.16	59.12	653.24
2050	INV SLU(min)	-30.63	-26.32	40.39	632.48
2051	INV SLU(min)	-32.92	-26.38	42.19	590.38
2052	INV SLU(min)	-37.95	-47.27	60.62	691.42
2185	INV SLU(min)	-50.03	-61.95	79.63	693.34
2186	INV SLU(min)	-54.76	-38.49	66.94	661.41
2187	INV SLU(min)	-57.75	-38.94	69.66	723.63
2188	INV SLU(min)	-52.69	-62.93	82.08	638.55
3236	INV SLU(min)	-36.45	-44.96	57.88	796.39
3237	INV SLU(min)	-30.60	-42.81	52.62	794.31
3238	INV SLU(min)	-28.87	-35.61	45.84	765.05
3239	INV SLU(min)	-24.86	-31.01	39.74	767.28
3240	INV SLU(min)	-41.90	-51.00	66.01	1005.97
3241	INV SLU(min)	-40.43	-42.38	58.57	993.51
3242	INV SLU(min)	-42.70	-48.58	64.68	1042.87
3243	INV SLU(min)	-49.85	-42.06	65.23	1052.87
3244	INV SLU(min)	-30.21	-36.13	47.10	767.80
3245	INV SLU(min)	-36.27	-34.68	50.18	761.82
3246	INV SLU(min)	-50.19	-48.88	70.06	812.33
3247	INV SLU(min)	-56.37	-49.88	75.27	813.93

Tabella 7. Sforzi Normali e Tagli Pile – INV SLU MIN

Node	Load	FX	FY	FXY	FZ
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1507	INV SLU(max)	46.64	55.92	72.82	1937.77
1508	INV SLU(max)	56.30	33.77	65.65	1971.66
1509	INV SLU(max)	59.29	33.92	68.31	1951.33
1510	INV SLU(max)	48.24	56.76	74.49	1946.67
1643	INV SLU(max)	23.78	44.69	50.62	1957.31
1644	INV SLU(max)	40.61	33.33	52.54	1827.53
1645	INV SLU(max)	42.21	34.87	54.75	1826.59
1646	INV SLU(max)	23.42	48.54	53.89	1958.67
1777	INV SLU(max)	29.97	65.98	72.47	2483.42
1778	INV SLU(max)	62.70	65.47	90.65	2425.46
1779	INV SLU(max)	63.46	69.10	93.82	2376.89
1780	INV SLU(max)	30.13	70.60	76.77	2482.92
1913	INV SLU(max)	26.68	54.25	60.46	2522.40
1914	INV SLU(max)	53.37	76.79	93.51	2445.95
1915	INV SLU(max)	49.78	80.46	94.61	2536.82
1916	INV SLU(max)	24.73	54.46	59.81	2487.44
2049	INV SLU(max)	20.24	27.36	34.03	1974.02
2050	INV SLU(max)	27.11	48.16	55.26	1844.02
2051	INV SLU(max)	23.98	49.59	55.08	1875.20
2052	INV SLU(max)	18.11	28.10	33.43	1937.06
2185	INV SLU(max)	29.73	37.63	47.95	1935.17
2186	INV SLU(max)	27.31	61.36	67.16	2052.18
2187	INV SLU(max)	24.28	61.15	65.80	2005.99
2188	INV SLU(max)	26.76	38.07	46.54	1994.03
3236	INV SLU(max)	49.46	43.14	65.63	1851.21
3237	INV SLU(max)	54.73	44.81	70.74	1849.67
3238	INV SLU(max)	30.37	36.63	47.58	1760.50
3239	INV SLU(max)	33.33	41.91	53.55	1764.31
3240	INV SLU(max)	45.27	62.29	77.00	2444.03
3241	INV SLU(max)	46.46	70.99	84.84	2416.45
3242	INV SLU(max)	40.97	62.35	74.60	2415.75
3243	INV SLU(max)	35.00	68.27	76.72	2448.13
3244	INV SLU(max)	24.75	36.21	43.86	1794.57
3245	INV SLU(max)	19.25	38.34	42.90	1791.83
3246	INV SLU(max)	30.00	48.22	56.79	1862.79
3247	INV SLU(max)	23.65	47.98	53.50	1865.07

Tabella 8. Sforzi Normali e Tagli Pile – INV SLU MAX (F_Z Max)

Node	Load	FX	FY	FXY	FZ
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1507	INV SLV(min)	-117.65	-103.05	156.40	537.41
1508	INV SLV(min)	-110.65	-118.29	161.97	502.38
1509	INV SLV(min)	-109.27	-117.50	160.46	499.42
1510	INV SLV(min)	-115.79	-102.36	154.55	558.85
1643	INV SLV(min)	-112.79	-112.46	159.28	486.73
1644	INV SLV(min)	-100.15	-122.14	157.95	410.73
1645	INV SLV(min)	-100.36	-119.73	156.22	415.63
1646	INV SLV(min)	-112.02	-111.09	157.77	520.96
1777	INV SLV(min)	-118.69	-103.23	157.30	729.56
1778	INV SLV(min)	-96.45	-103.17	141.23	634.80
1779	INV SLV(min)	-97.53	-100.11	139.76	678.32
1780	INV SLV(min)	-119.83	-100.31	156.27	720.79
1913	INV SLV(min)	-102.22	-120.46	157.98	651.86
1914	INV SLV(min)	-84.40	-106.66	136.01	664.26
1915	INV SLV(min)	-86.94	-104.03	135.58	709.76
1916	INV SLV(min)	-103.60	-118.22	157.19	641.48
2049	INV SLV(min)	-100.01	-119.52	155.84	462.25
2050	INV SLV(min)	-96.15	-104.03	141.66	407.15
2051	INV SLV(min)	-97.80	-104.05	142.80	390.50
2052	INV SLV(min)	-102.19	-118.81	156.71	453.19
2185	INV SLV(min)	-100.77	-117.48	154.78	474.99
2186	INV SLV(min)	-102.48	-100.81	143.76	563.51
2187	INV SLV(min)	-104.70	-100.77	145.32	523.85
2188	INV SLV(min)	-102.62	-117.19	155.77	475.16
3236	INV SLV(min)	-114.78	-110.79	159.53	639.31
3237	INV SLV(min)	-111.04	-109.36	155.85	663.65
3238	INV SLV(min)	-106.65	-117.97	159.03	559.83
3239	INV SLV(min)	-105.12	-114.57	155.49	591.06
3240	INV SLV(min)	-107.01	-104.06	149.27	872.74
3241	INV SLV(min)	-107.70	-97.79	145.47	906.70
3242	INV SLV(min)	-91.18	-113.54	145.62	865.29
3243	INV SLV(min)	-95.59	-108.77	144.81	860.20
3244	INV SLV(min)	-96.95	-111.42	147.70	557.64
3245	INV SLV(min)	-100.84	-110.42	149.54	541.68
3246	INV SLV(min)	-99.61	-108.87	147.56	645.21
3247	INV SLV(min)	-103.88	-108.91	150.51	620.48

Tabella 9. Sforzi Normali e Tagli Pile – INV SLV MIN (F_z Min)

Node	Load	FX	FY	FX _Y	FZ
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1507	INV SLV(max)	109.08	127.83	168.04	1236.24
1508	INV SLV(max)	113.93	112.90	160.40	1188.52
1509	INV SLV(max)	115.92	112.84	161.78	1175.85
1510	INV SLV(max)	110.81	128.02	169.31	1181.07
1643	INV SLV(max)	100.22	114.32	152.03	1201.04
1644	INV SLV(max)	112.43	106.33	154.75	1098.42
1645	INV SLV(max)	113.10	107.47	156.02	1127.53
1646	INV SLV(max)	100.36	116.51	153.78	1211.74
1777	INV SLV(max)	99.56	99.07	140.46	1619.28
1778	INV SLV(max)	122.13	95.72	155.17	1551.03
1779	INV SLV(max)	122.46	98.03	156.87	1515.77
1780	INV SLV(max)	100.28	101.91	142.97	1632.39
1913	INV SLV(max)	102.08	99.95	142.86	1641.69
1914	INV SLV(max)	116.18	115.28	163.67	1617.56
1915	INV SLV(max)	112.82	117.21	162.68	1641.21
1916	INV SLV(max)	97.50	101.34	140.63	1652.32
2049	INV SLV(max)	93.47	104.22	139.99	1245.52
2050	INV SLV(max)	97.19	117.83	152.74	1143.22
2051	INV SLV(max)	95.16	118.01	151.60	1171.72
2052	INV SLV(max)	91.63	104.10	138.68	1218.51
2185	INV SLV(max)	110.05	104.51	151.77	1240.41
2186	INV SLV(max)	105.28	119.82	159.50	1234.69
2187	INV SLV(max)	103.52	119.07	157.78	1299.90
2188	INV SLV(max)	108.11	103.54	149.70	1194.76
3236	INV SLV(max)	110.08	119.85	162.73	1253.25
3237	INV SLV(max)	114.09	120.53	165.96	1215.47
3238	INV SLV(max)	105.56	109.28	151.94	1205.29
3239	INV SLV(max)	107.27	112.34	155.33	1192.57
3240	INV SLV(max)	110.13	95.33	145.66	1665.80
3241	INV SLV(max)	111.08	100.94	150.10	1622.66
3242	INV SLV(max)	109.40	105.64	152.08	1691.40
3243	INV SLV(max)	103.15	109.87	150.70	1703.75
3244	INV SLV(max)	96.29	110.57	146.62	1229.80
3245	INV SLV(max)	92.29	111.18	144.49	1270.81
3246	INV SLV(max)	108.34	111.86	155.73	1264.37
3247	INV SLV(max)	104.32	110.82	152.19	1294.00

Tabella 10. Sforzi Normali e Tagli Pile – INV SLV MAX (F_{XY} Max)

Node	Load	FX	FY	FXV	FZ
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1507	INV SLER(min)	-26.81	-22.93	35.28	635.07
1508	INV SLER(min)	-21.21	-39.17	44.54	593.97
1509	INV SLER(min)	-19.48	-38.16	42.85	662.81
1510	INV SLER(min)	-24.32	-22.34	33.02	659.93
1643	INV SLER(min)	-25.80	-18.04	31.48	589.11
1644	INV SLER(min)	-13.28	-29.19	32.07	504.14
1645	INV SLER(min)	-12.57	-27.27	30.02	545.97
1646	INV SLER(min)	-23.96	-16.98	29.37	612.80
1777	INV SLER(min)	-41.48	-31.93	52.35	796.44
1778	INV SLER(min)	-17.10	-35.08	39.02	715.08
1779	INV SLER(min)	-16.83	-32.01	36.16	823.17
1780	INV SLER(min)	-40.59	-29.10	49.95	847.13
1913	INV SLER(min)	-39.10	-40.75	56.48	699.49
1914	INV SLER(min)	-22.37	-23.75	32.63	734.31
1915	INV SLER(min)	-23.80	-22.61	32.83	780.39
1916	INV SLER(min)	-43.17	-37.94	57.47	870.83
2049	INV SLER(min)	-23.08	-33.33	40.54	562.76
2050	INV SLER(min)	-20.17	-17.20	26.50	546.76
2051	INV SLER(min)	-21.87	-17.19	27.81	537.23
2052	INV SLER(min)	-25.72	-32.66	41.58	630.28
2185	INV SLER(min)	-33.69	-42.75	54.43	593.46
2186	INV SLER(min)	-37.04	-25.34	44.88	583.52
2187	INV SLER(min)	-39.25	-25.66	46.90	681.74
2188	INV SLER(min)	-35.69	-43.40	56.19	608.97
3236	INV SLER(min)	-24.84	-30.67	39.47	706.90
3237	INV SLER(min)	-20.50	-29.12	35.61	771.44
3238	INV SLER(min)	-19.56	-24.32	31.21	656.45
3239	INV SLER(min)	-16.60	-20.93	26.71	704.12
3240	INV SLER(min)	-28.47	-34.75	44.93	880.45
3241	INV SLER(min)	-27.40	-28.37	39.44	971.51
3242	INV SLER(min)	-28.72	-32.94	43.70	889.73
3243	INV SLER(min)	-33.91	-28.09	44.03	1030.94
3244	INV SLER(min)	-20.00	-24.51	31.63	662.89
3245	INV SLER(min)	-24.46	-23.40	33.85	696.53
3246	INV SLER(min)	-33.77	-33.11	47.30	707.36
3247	INV SLER(min)	-38.36	-33.81	51.13	787.78

Tabella 11. Sforzi Normali e Tagli Pile – INV SLER MIN

Node	Load	FX	FY	FX _Y	FZ
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1507	INV SLER(max)	30.94	38.75	49.59	1428.49
1508	INV SLER(max)	37.93	22.35	44.02	1454.65
1509	INV SLER(max)	40.15	22.51	46.03	1438.69
1510	INV SLER(max)	32.19	39.39	50.87	1436.06
1643	INV SLER(max)	15.53	30.62	34.33	1441.57
1644	INV SLER(max)	27.91	22.01	35.55	1346.06
1645	INV SLER(max)	29.12	23.15	37.20	1344.81
1646	INV SLER(max)	15.41	33.35	36.74	1443.36
1777	INV SLER(max)	19.57	44.10	48.25	1829.98
1778	INV SLER(max)	43.83	43.44	61.70	1785.67
1779	INV SLER(max)	44.38	46.13	64.01	1750.50
1780	INV SLER(max)	19.73	47.48	51.42	1828.51
1913	INV SLER(max)	17.48	35.98	40.00	1853.39
1914	INV SLER(max)	37.20	52.59	64.42	1800.17
1915	INV SLER(max)	34.62	55.27	65.21	1863.60
1916	INV SLER(max)	15.99	36.32	39.69	1831.39
2049	INV SLER(max)	13.48	17.93	22.43	1453.48
2050	INV SLER(max)	18.59	33.37	38.20	1358.88
2051	INV SLER(max)	16.29	34.38	38.05	1380.23
2052	INV SLER(max)	11.89	18.46	21.96	1427.85
2185	INV SLER(max)	20.46	24.73	32.10	1428.35
2186	INV SLER(max)	18.71	42.28	46.23	1509.04
2187	INV SLER(max)	16.46	42.11	45.21	1480.94
2188	INV SLER(max)	18.26	24.99	30.95	1465.87
3236	INV SLER(max)	32.97	29.33	44.13	1366.59
3237	INV SLER(max)	36.92	30.60	47.95	1365.52
3238	INV SLER(max)	20.40	24.59	31.95	1299.97
3239	INV SLER(max)	22.68	28.44	36.38	1302.97
3240	INV SLER(max)	30.97	41.31	51.63	1798.97
3241	INV SLER(max)	31.87	47.73	57.39	1778.86
3242	INV SLER(max)	28.09	42.02	50.55	1780.20
3243	INV SLER(max)	23.69	46.48	52.17	1803.65
3244	INV SLER(max)	16.86	24.56	29.79	1324.59
3245	INV SLER(max)	12.79	26.11	29.07	1322.17
3246	INV SLER(max)	20.70	32.63	38.64	1375.91
3247	INV SLER(max)	15.99	32.41	36.14	1377.48

Tabella 12. Sforzi Normali e Tagli Pile – INV SLER MAX (F_{XY} Max)

Node	Load	FX	FY	FXY	FZ
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1507	INV SLEF(min)	-7.20	1.32	7.32	783.48
1508	INV SLEF(min)	-2.71	-12.89	13.17	762.27
1509	INV SLEF(min)	-0.95	-12.29	12.32	765.15
1510	INV SLEF(min)	-5.38	1.80	5.67	771.32
1643	INV SLEF(min)	-8.30	-0.05	8.30	740.46
1644	INV SLEF(min)	2.10	-9.34	9.57	671.09
1645	INV SLEF(min)	3.16	-8.06	8.66	675.94
1646	INV SLEF(min)	-7.04	1.22	7.15	742.12
1777	INV SLEF(min)	-15.26	-6.07	16.42	1057.72
1778	INV SLEF(min)	5.86	-9.11	10.83	1007.64
1779	INV SLEF(min)	6.23	-6.55	9.04	995.08
1780	INV SLEF(min)	-14.73	-3.51	15.15	1036.22
1913	INV SLEF(min)	-11.91	-11.93	16.86	1038.15
1914	INV SLEF(min)	4.84	1.88	5.19	1028.24
1915	INV SLEF(min)	3.31	3.75	5.00	1039.60
1916	INV SLEF(min)	-13.71	-9.83	16.88	1059.91
2049	INV SLEF(min)	-2.88	-10.86	11.23	748.76
2050	INV SLEF(min)	1.32	2.67	2.98	693.86
2051	INV SLEF(min)	-0.30	3.12	3.14	687.21
2052	INV SLEF(min)	-4.65	-10.28	11.28	745.96
2185	INV SLEF(min)	-2.47	-13.31	13.54	765.59
2186	INV SLEF(min)	-3.89	1.73	4.25	787.96
2187	INV SLEF(min)	-5.81	1.53	6.01	783.79
2188	INV SLEF(min)	-4.29	-13.52	14.18	778.70
3236	INV SLEF(min)	-5.86	-6.02	8.41	853.52
3237	INV SLEF(min)	-2.19	-4.87	5.34	851.45
3238	INV SLEF(min)	-3.49	-5.46	6.48	779.51
3239	INV SLEF(min)	-1.11	-2.82	3.03	785.39
3240	INV SLEF(min)	-4.60	-8.96	10.07	1161.42
3241	INV SLEF(min)	-3.74	-3.49	5.12	1142.98
3242	INV SLEF(min)	-2.41	-6.04	6.50	1162.52
3243	INV SLEF(min)	-5.95	-1.71	6.19	1181.32
3244	INV SLEF(min)	0.19	-4.11	4.12	799.48
3245	INV SLEF(min)	-3.28	-3.03	4.46	792.17
3246	INV SLEF(min)	-2.12	-5.68	6.06	862.28
3247	INV SLEF(min)	-6.00	-6.06	8.53	863.81

Tabella 13. Sforzi Normali e Tagli Pile – INV SLEF MIN

Node	Load	FX	FY	FXY	FZ
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1507	INV SLEF(max)	-0.21	12.40	12.40	1115.32
1508	INV SLEF(max)	4.44	-1.69	4.75	1130.75
1509	INV SLEF(max)	6.21	-1.17	6.32	1118.37
1510	INV SLEF(max)	1.52	13.00	13.09	1120.40
1643	INV SLEF(max)	-2.31	7.57	7.91	1107.79
1644	INV SLEF(max)	7.93	-1.59	8.09	1026.82
1645	INV SLEF(max)	9.12	-0.44	9.13	1025.31
1646	INV SLEF(max)	-1.12	8.97	9.04	1112.56
1777	INV SLEF(max)	-3.64	3.51	5.06	1445.54
1778	INV SLEF(max)	17.46	0.45	17.46	1392.38
1779	INV SLEF(max)	17.92	2.89	18.16	1370.83
1780	INV SLEF(max)	-3.17	6.16	6.93	1432.50
1913	INV SLEF(max)	-2.51	-0.03	2.51	1424.84
1914	INV SLEF(max)	14.30	13.42	19.62	1404.54
1915	INV SLEF(max)	12.53	15.59	20.01	1426.78
1916	INV SLEF(max)	-4.22	1.87	4.62	1439.17
2049	INV SLEF(max)	0.98	-2.23	2.43	1114.19
2050	INV SLEF(max)	5.27	11.21	12.39	1047.06
2051	INV SLEF(max)	3.62	11.76	12.30	1047.79
2052	INV SLEF(max)	-0.74	-1.71	1.87	1108.54
2185	INV SLEF(max)	4.92	-2.20	5.39	1118.97
2186	INV SLEF(max)	3.57	12.82	13.31	1145.50
2187	INV SLEF(max)	1.69	12.64	12.75	1159.25
2188	INV SLEF(max)	3.04	-2.42	3.89	1113.71
3236	INV SLEF(max)	1.15	4.96	5.10	1125.19
3237	INV SLEF(max)	4.78	6.14	7.78	1123.14
3238	INV SLEF(max)	2.30	2.10	3.11	1069.77
3239	INV SLEF(max)	4.71	4.73	6.68	1072.97
3240	INV SLEF(max)	6.74	0.43	6.75	1463.44
3241	INV SLEF(max)	7.59	5.90	9.61	1446.20
3242	INV SLEF(max)	6.79	5.42	8.69	1464.45
3243	INV SLEF(max)	3.18	9.80	10.30	1482.76
3244	INV SLEF(max)	4.03	4.27	5.87	1087.13
3245	INV SLEF(max)	0.57	5.37	5.40	1082.99
3246	INV SLEF(max)	5.22	5.22	7.38	1137.20
3247	INV SLEF(max)	1.34	4.85	5.03	1139.35

Tabella 14. Sforzi Normali e Tagli Pile – INV SLEF MAX (F_{XY} Max)

Le verifiche vengono eseguite, a vantaggio di sicurezza, considerando le combinazioni delle azioni che generano le sollecitazioni più gravose per gli elementi strutturali in oggetto, ovvero le combinazioni contenenti il taglio massimo e lo sforzo normale minimo ricavabili dalle precedenti tabelle.

13.1.1 Verifiche SLU

Le verifiche allo SLU vengono eseguite considerando le combinazioni relative all'azione orizzontale massima ed allo sforzo normale minimo ricavando, in funzione di esse, le massime sollecitazioni agenti sul palo la cui rappresentazione grafica e di seguito riportata.

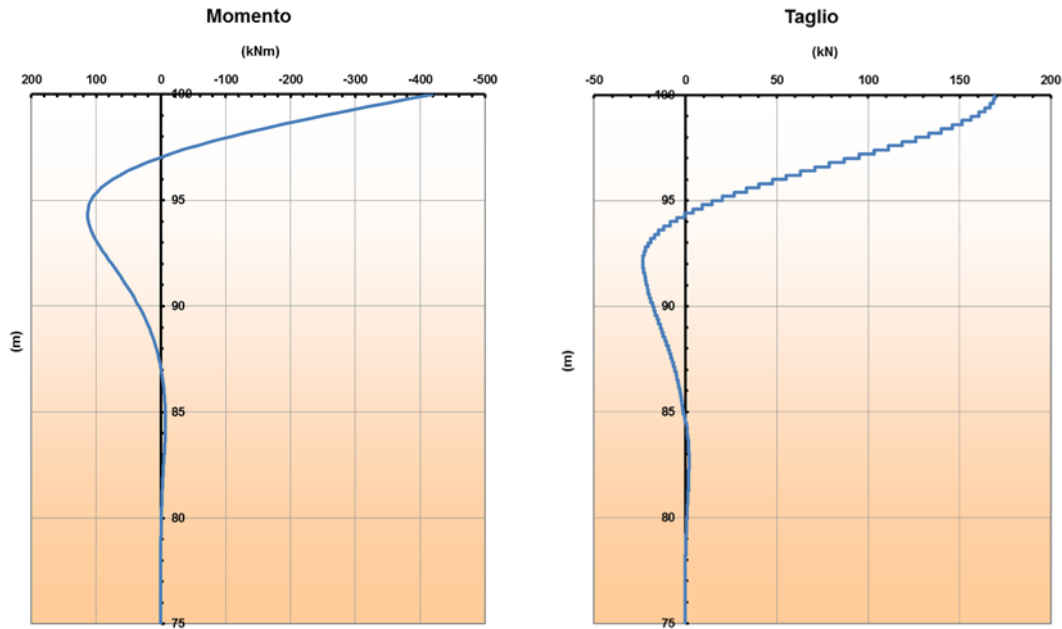


Figura 223 – Momento Flettente e Taglio – SLU (F_{xy} Max)

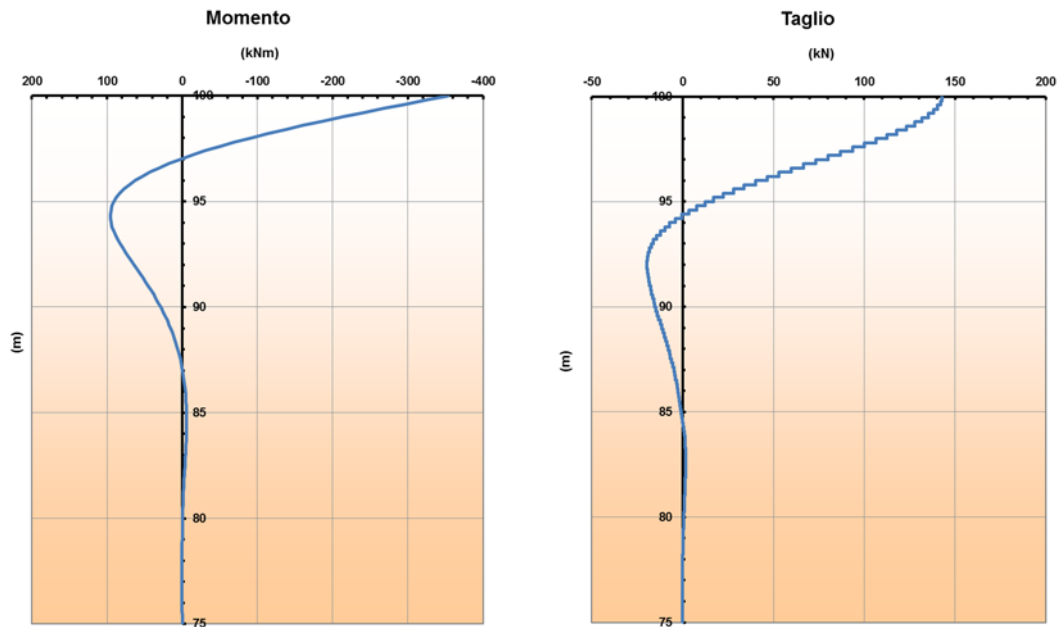


Figura 224 – Momento Flettente e Taglio – SLU (F_z Min)

13.1.1.1 Verifiche a pressoflessione

Si considera un'armatura costituita da 16 Φ 16. La verifica viene eseguita considerando le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni relative all'azione orizzontale massima ed allo sforzo normale minimo, ovvero le coppie N-M piú gravose, trascurando a vantaggio di sicurezza il peso del terreno di ricoprimento.

Titolo: Verifica a Pressoflessione

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 50 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 16
 Diametro barre: 2.6 [cm]
 Coprifero (baric.): 5.8 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 1181.07 [kN]
 M_{xEd}: 418.52 [kNm]
 M_{yEd}: 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione:
 Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100
 Calcola MRD Dominio M-N
 L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C28/35

ϵ_{su} : 67.5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 391.3 N/mm² ϵ_{cu} : 3.5 ‰
 E_s : 200,000 N/mm² f_{cd} : 15.87
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 ϵ_{syd} : 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 11
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.6667
 τ_{c1} : 1.971

M_{xRd}: 1,593 kN m
 σ_c : -15.87 N/mm²
 σ_s : 391.3 N/mm²
 ϵ_c : 3.5 ‰
 ϵ_s : 7.794 ‰
 d: 94.2 cm
 x: 29.19 x/d: 0.3099
 δ : 0.8274

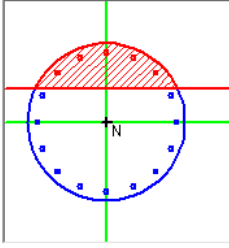


Figura 225 – Verifica a Pressoflessione (F_{XY} Max)

Verifica C.A. S.L.U. - File: Verifica Pressoflessione - Ingresso - Fz Min_rev02

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Verifica a Pressoflessione

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 50 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 16
 Diametro barre: 2.6 [cm]
 Coprifero (baric.): 5.8 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 390.50 [kN]
 M_{xEd}: 352.99 [kNm]
 M_{yEd}: 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione:
 Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100
 Calcola MRD Dominio M-N
 L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C28/35

ϵ_{su} : 67.5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 391.3 N/mm² ϵ_{cu} : 3.5 ‰
 E_s : 200,000 N/mm² f_{cd} : 15.87
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 ϵ_{syd} : 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 11
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.6667
 τ_{c1} : 1.971

M_{xRd}: 1,389 kN m
 σ_c : -15.87 N/mm²
 σ_s : 391.3 N/mm²
 ϵ_c : 3.5 ‰
 ϵ_s : 10.09 ‰
 d: 94.2 cm
 x: 24.26 x/d: 0.2576
 δ : 0.762

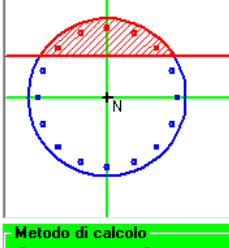


Figura 226 – Verifica a Pressoflessione (F_z Min)

13.1.1.2 Verifiche a taglio

Si considera un'armatura costituita da una spirale realizzata mediante $\Phi 10/150$ ed una sezione rettangolare equivalente alla sezione circolare. La verifica viene eseguita considerando l'azione di taglio massima tra le combinazioni considerate.

Verifiche a taglio - D.M. 14-01-2008	
Materiali	Geometria sezione
Calcestruzzo	b [mm] 886
Rck [Mpa] 35	h [mm] 886
fck [Mpa] 29.1	c [mm] 50
fcđ [Mpa] 16.5	d [mm] 836
Acciaio	Parametri di verifica
fyk [Mpa] 450	k 1.49
fyđ [Mpa] 391.3	v_{min} 0.34
	ρ_l 0.0043
	σ_{cp} 0.0000
	v 0.5
	$(\sigma_{cp})^*$ 0
	α_c 1.000
	ω_{sw} 0.028
	cotg θ 4.099
	cotg θ^* 2.500
	Armatura longitudinale
	n° barre 16
	diámetro 16
	Area [mm ²] 3215.36
	Armatura trasversale
	Staffe Φ 10
	n° bracci 2
	A_{sw} [mm ²] 157
	s [mm] 150
	Sollecitazioni di calcolo
	N_{Ed} [kN] 0
	V_{Ed} [kN] 169.31
	VERIFICHE
	Sezione non armata a taglio
V_{Rd} [kN]	308.08
	Verificato
	Sezione armata a taglio
	Crisi armatura a taglio
V_{Rsd} [kN]	770.39
V_{Rcd} [kN]	1892.03
V_{Rd} [kN]	770.39
	Verificato

Figura 227 – Verifica a Taglio (F_{xy} Max)

13.1.2 Verifiche SLE

Le verifiche allo SLE vengono eseguite considerando l'azione tagliante massima nelle combinazioni Rara e Frequente, rispettivamente per le verifiche tensionali e per le verifiche a fessurazione, e ricavando, in funzione di esse, le massime sollecitazioni agenti sul palo.

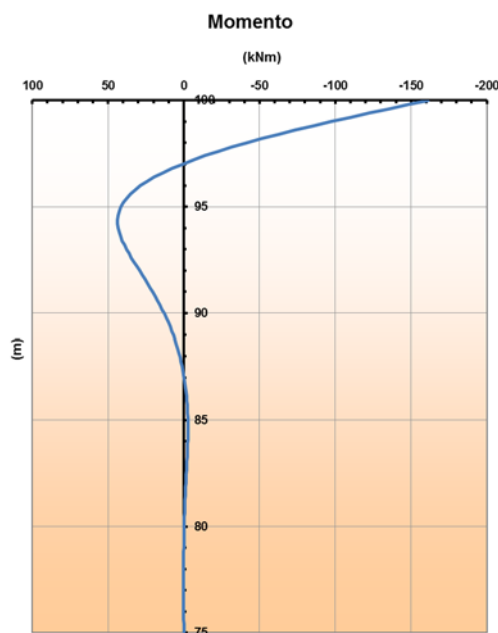


Figura 228 – Momento Flettente - SLER

13.1.2.2 Verifiche tensionali

Le verifiche tensionali vengono eseguite, trascurando a vantaggio di sicurezza lo sforzo normale corrispondente alla relativa azione flettente, considerando la combinazione rara e controllando che le relative tensioni non superino i limiti posti dalla normativa:

$$(\sigma_c < 0.60 f_{ck} = 17.43 \text{ MPa} ; \sigma_s < 0.8 f_{yk} = 360 \text{ MPa}).$$

Titolo: Verifica Tensionale

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 50 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 16
 Diametro barre: 2.6 [cm]
 Copriferro (baric.): 5.8 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
 M_{xEd}: 0 kNm
 M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Materiali

B450C **C28/35**

ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
 E_s: 200,000 N/mm² f_{cd}: 15.87
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
 ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 11
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6667
 τ_{c1}: 1.971

σ_c: -2.245 N/mm²
 σ_s: 70.89 N/mm²

ε_s: 0.3545 ‰
 d: 94.2 cm
 x: 30.34 w/d: 0.322
 δ: 0.8426

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Vertici: 52
 Verifica
 N° iterazioni: 4
 Precompresso

Figura 231 – Verifica tensionale

13.1.3 Verifiche GEO

13.1.3.1 Capacità portante dei pali

Le verifiche vengono eseguite valutando la capacità portante del palo nelle due condizioni di carico più gravose, di cui:

- N_{MAX} corrispondente ad un ricoprimento del plinto di 0.50m;
- N_{MAX} corrispondente ad un ricoprimento del plinto di 3.00m per effetto della presenza del rilavato autostradale;

Condizione 1

Si considerano:

- $N_e = 2222$ KN sforzo normale di esercizio, comprensivo del peso del palo e del sovrastante terreno di ricoprimento;
- $N_d = 3020$ KN sforzo normale, comprensivo del peso del palo e del sovrastante terreno di ricoprimento, amplificato in funzione dei coefficienti allo Stato Limite Ultimo.

La testa del palo è posta a -2.00m dal piano campagna.

Strato	Spessore	Tipo di terreno	R_{Li}	Nq^*	Nc	q_p	R_p
(-)	(m)		(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)
1	1.00	UG1	38.1				
2	7.50	UG3	697.5				
3	5.90	UG2	893.8				
4	0.60	UG4	99.6				
5	5.10	UG3	1086.2				
6	2.00	UG4	446.8				
7	2.90	UG3	786.3	28.01	0.00	8541.9	6708.8

CAPACITA' PORTANTE DI CALCOLO (al netto dei coefficienti riduttivi)

base $R_{P;cal} = 6708.8$ (kN)
 laterale $R_{L;cal} = 4048.3$ (kN)
 totale $R_{T;cal} = 10757.1$ (kN)

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$R_{P,k} = R_{P,cal} / \xi_3 = 4193.0$ (kN)
 $R_{L,k} = R_{L,cal} / \xi_3 = 2530.2$ (kN)
 $R_{T,k} = R_{P,k} + R_{L,k} = 6723.2$ (kN)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$R_{T,d} = R_{Pk}/\gamma_b + R_{Lk}/\gamma_s$
 $R_{T,d} = 5306.1$ (kN)

Come si vede, riferendoci ai valori caratteristici, la resistenza laterale (2530 KN) risulta maggiore dell'intero carico sul palo in condizioni di esercizio (2222 KN).

Riferendoci ai valori combinati con i coefficienti allo Stato Limite Ultimo, la resistenza laterale disponibile è pari a $2530/1.15=2200$ KN. La resistenza richiesta alla punta, pertanto, è pari a $3020-2200=820$ KN, valore corrispondente al 12.2% della resistenza alla punta di calcolo.

Condizione 2

Si considerano:

- $N_e = 2491$ KN sforzo normale di esercizio, comprensivo del peso del palo e del sovrastante terreno di ricoprimento;
- $N_d = 3383$ KN sforzo normale, comprensivo del peso del palo e del sovrastante terreno di ricoprimento, amplificato in funzione dei coefficienti allo Stato Limite Ultimo.

La testa del palo è posta a -4.50m dal piano campagna.

Strato	Spessore	Tipo di terreno	R_{Li}	Nq^*	Nc	q_p	R_p
(-)	(m)		(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)
1	1.00	UG1	79.7				
2	7.50	UG3	1047.0				
3	5.90	UG2	1159.6				
4	0.60	UG4	124.8				
5	5.10	UG3	1323.8				
6	2.00	UG4	530.8				
7	2.90	UG3	921.4	28.01	0.00	9933.2	7801.5

CAPACITA' PORTANTE DI CALCOLO (al netto dei coefficienti riduttivi)

base $R_{P;cal} = 7801.5$ (kN)
 laterale $R_{L;cal} = 5187.2$ (kN)
 totale $R_{T;cal} = 12988.7$ (kN)

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$R_{P,k} = R_{P,cal} / \xi_3 = 4875.9$ (kN)
 $R_{L,k} = R_{L,cal} / \xi_3 = 3242.0$ (kN)
 $R_{T,k} = R_{P,k} + R_{L,k} = 8117.9$ (kN)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$R_{T,d} = R_{Pk}/\gamma_b + R_{Lk}/\gamma_s$
 $R_{T,d} = 6430.9$ (kN)

Come si vede, riferendoci ai valori caratteristici, la resistenza laterale (3242 KN) risulta maggiore dell'intero carico sul palo in condizioni di esercizio (2491 KN).

Riferendoci ai valori combinati con i coefficienti allo Stato Limite Ultimo, la resistenza laterale disponibile è pari a $3242/1.15=2819$ KN. La resistenza richiesta alla punta, pertanto, è pari a $3383-2819=564$ KN, valore corrispondente al 7.2% della resistenza alla punta di calcolo.

13.1.3.2 Carico limite orizzontale dei pali

Il carico limite orizzontale dei pali viene determinato considerando l'azione di taglio massimo, individuabile mediante le tabelle riportate precedentemente.

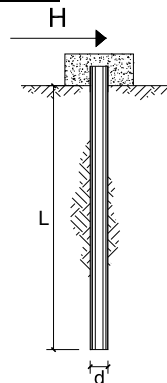
CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA

OPERA: Autoporto

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_{φ}	γ_T
SUD	A1+M1+R1	<input type="checkbox"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="checkbox"/>	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="checkbox"/>	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	<input type="checkbox"/>	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88	<input type="checkbox"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista		<input type="checkbox"/>	1.00	1.00	1.00	1.30



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Palo corto:
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}}$$

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	25.00	(m)		
Diametro del palo	d =	1.00	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	$M_y =$	530.00	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	$\varphi'_{med} =$	35.00	(°)	$\varphi'_{min} =$	35.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d} =$	35.00	(°)	$\varphi'_{min,d} =$	35.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin \varphi') / (1 - \sin \varphi')$)	$k_{p,med} =$	3.69	(-)	$k_{p,min} =$	3.69 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	$\gamma =$	11.00	(kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	169	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)		

Palo corto:

$$H1_{med} = 38054.90 \text{ (kN)} \quad H1_{min} = 38054.90 \text{ (kN)}$$

Palo intermedio:

$$H2_{med} = 12706.17 \text{ (kN)} \quad H2_{min} = 12706.17 \text{ (kN)}$$

Palo lungo:

$$H3_{med} = 536.10 \text{ (kN)} \quad H3_{min} = 536.10 \text{ (kN)}$$

$$H_{med} = 536.10 \text{ (kN)} \quad \text{palo lungo} \quad H_{min} = 536.10 \text{ (kN)} \quad \text{palo lungo}$$

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 335.06 \text{ (kN)}$$

$$H_d = H_k / \gamma_T = 257.74 \text{ (kN)}$$

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 169.00 \text{ (kN)}$$

$$FS = H_d / F_d = 1.53$$

Figura 232 – Carico limite orizzontale

14. VERIFICA DEI PALI DELLE SPALLE

Nel presente paragrafo si riportano le reazioni, derivanti dal modello globale, rappresentative delle sollecitazioni sui pali di fondazione delle spalle del Sovrappasso di ingresso e le relative verifiche eseguite mediante i criteri di analisi e verifica definiti precedentemente.

Figura 233 – Numerazione nodi

Node	Load	FX	FY	FZ
		(kN)	(kN)	(kN)
1048	INV SLU(min)	71.04	11.93	1008.47
1049	INV SLU(min)	72.08	8.38	1039.53
1050	INV SLU(min)	74.07	5.14	1047.22
1051	INV SLU(min)	73.56	5.77	1063.03
1052	INV SLU(min)	70.60	12.35	1001.50
1053	INV SLU(min)	71.51	9.38	1030.34
1054	INV SLU(min)	73.31	6.51	1035.71
1055	INV SLU(min)	70.55	12.03	1020.43
1056	INV SLU(min)	71.83	8.86	1064.16
2957	INV SLU(min)	92.34	-0.87	999.54
2958	INV SLU(min)	92.19	-0.52	1023.33
2959	INV SLU(min)	91.81	-0.09	992.27
2960	INV SLU(min)	90.18	2.61	956.32
2961	INV SLU(min)	90.78	2.37	992.15
2962	INV SLU(min)	90.23	2.16	956.48
2963	INV SLU(min)	89.47	5.57	901.08
2964	INV SLU(min)	89.84	5.29	921.96
2965	INV SLU(min)	89.13	5.15	893.57

Tabella 15. Sforzi Normali e Tagli Spalle – INV SLU MIN

Node	Load	FX	FY	FZ
		(kN)	(kN)	(kN)
1048	INV SLU(max)	175.52	37.36	1684.56
1049	INV SLU(max)	176.71	42.53	1949.35
1050	INV SLU(max)	179.71	47.98	2183.14
1051	INV SLU(max)	177.83	47.14	2012.22
1052	INV SLU(max)	173.02	34.39	1668.15
1053	INV SLU(max)	174.09	40.20	1928.61
1054	INV SLU(max)	176.76	46.38	2163.26
1055	INV SLU(max)	173.76	35.88	1488.18
1056	INV SLU(max)	175.36	41.37	1763.86
2957	INV SLU(max)	208.12	34.47	2123.94
2958	INV SLU(max)	206.21	34.06	1958.50
2959	INV SLU(max)	205.39	33.65	2126.73
2960	INV SLU(max)	202.71	28.74	1828.07
2961	INV SLU(max)	203.92	29.46	1647.52
2962	INV SLU(max)	205.88	30.10	1831.51
2963	INV SLU(max)	201.74	24.33	1503.95
2964	INV SLU(max)	202.65	25.06	1327.48
2965	INV SLU(max)	205.30	25.53	1513.23

Tabella 16. Sforzi Normali e Tagli Spalle – INV SLU MAX (F_z Max)

Node	Load	FX	FY	FZ
		(kN)	(kN)	(kN)
1048	INV SLV(min)	-339.05	-298.29	266.33
1049	INV SLV(min)	-338.35	-334.58	409.39
1050	INV SLV(min)	-336.44	-370.85	272.11
1051	INV SLV(min)	-340.67	-364.79	518.63
1052	INV SLV(min)	-348.65	-288.45	271.09
1053	INV SLV(min)	-350.56	-322.33	628.92
1054	INV SLV(min)	-350.52	-357.80	331.19
1055	INV SLV(min)	-342.02	-294.12	443.90
1056	INV SLV(min)	-341.90	-328.83	931.29
2957	INV SLV(min)	-269.22	-328.70	170.03
2958	INV SLV(min)	-270.86	-326.46	404.70
2959	INV SLV(min)	-274.40	-323.33	262.61
2960	INV SLV(min)	-275.85	-298.71	549.52
2961	INV SLV(min)	-272.36	-301.57	866.31
2962	INV SLV(min)	-270.98	-303.71	330.31
2963	INV SLV(min)	-276.10	-274.41	101.17
2964	INV SLV(min)	-273.11	-277.36	272.66
2965	INV SLV(min)	-271.74	-278.60	93.40

Tabella 17. Sforzi Normali e Tagli Spalle – INV SLV MIN (F_z Min)

Node	Load	FX	FY	FZ
		(kN)	(kN)	(kN)
1048	INV SLV(max)	495.83	437.24	1816.87
1049	INV SLV(max)	496.66	432.70	1583.05
1050	INV SLV(max)	498.01	428.71	1915.02
1051	INV SLV(max)	499.46	429.76	1713.39
1052	INV SLV(max)	500.11	437.10	1843.38
1053	INV SLV(max)	503.05	432.97	1771.90
1054	INV SLV(max)	506.23	429.81	1907.91
1055	INV SLV(max)	495.65	438.68	1607.74
1056	INV SLV(max)	497.63	433.51	1266.19
2957	INV SLV(max)	469.76	385.15	1935.72
2958	INV SLV(max)	469.19	387.09	1715.47
2959	INV SLV(max)	471.15	388.04	1919.25
2960	INV SLV(max)	469.23	401.59	1696.60
2961	INV SLV(max)	467.99	401.16	1180.10
2962	INV SLV(max)	468.36	399.42	1505.22
2963	INV SLV(max)	467.99	415.49	1804.10
2964	INV SLV(max)	466.90	415.96	1569.30
2965	INV SLV(max)	467.87	413.40	1742.23

Tabella 18. Sforzi Normali e Tagli Spalle – INV SLV MAX ($F_{X/Y}$ Max)

Node	Load	FX	FY	FZ
		(kN)	(kN)	(kN)
1048	INV SLER(min)	72.51	13.21	945.36
1049	INV SLER(min)	73.57	10.80	1049.15
1050	INV SLER(min)	75.59	8.70	1056.76
1051	INV SLER(min)	75.20	9.14	1066.03
1052	INV SLER(min)	72.31	13.21	930.93
1053	INV SLER(min)	73.24	11.39	1040.16
1054	INV SLER(min)	75.10	9.67	1045.70
1055	INV SLER(min)	72.14	13.12	1019.36
1056	INV SLER(min)	73.44	11.09	1064.47
2957	INV SLER(min)	93.67	2.45	1010.19
2958	INV SLER(min)	93.50	2.77	1026.53
2959	INV SLER(min)	93.30	3.18	1005.54
2960	INV SLER(min)	91.66	5.02	968.03
2961	INV SLER(min)	92.07	4.89	992.36
2962	INV SLER(min)	91.70	4.79	968.44
2963	INV SLER(min)	90.92	7.00	795.42
2964	INV SLER(min)	91.12	6.84	880.09
2965	INV SLER(min)	90.71	6.79	799.19

Tabella 19. Sforzi Normali e Tagli Spalle – INV SLER MIN

Node	Load	FX	FY	FZ
		(kN)	(kN)	(kN)
1048	INV SLER(max)	127.86	27.22	1246.14
1049	INV SLER(max)	128.77	30.71	1442.06
1050	INV SLER(max)	130.99	34.41	1615.09
1051	INV SLER(max)	129.68	33.85	1490.15
1052	INV SLER(max)	126.17	25.12	1233.67
1053	INV SLER(max)	126.97	29.09	1426.64
1054	INV SLER(max)	128.96	33.34	1600.60
1055	INV SLER(max)	126.63	26.17	1101.87
1056	INV SLER(max)	127.84	29.91	1306.50
2957	INV SLER(max)	152.06	24.45	1571.35
2958	INV SLER(max)	150.78	24.18	1450.39
2959	INV SLER(max)	150.30	23.91	1572.61
2960	INV SLER(max)	148.32	20.57	1351.74
2961	INV SLER(max)	149.09	21.08	1220.35
2962	INV SLER(max)	150.37	21.52	1354.21
2963	INV SLER(max)	147.58	17.61	1112.23
2964	INV SLER(max)	148.14	18.11	981.37
2965	INV SLER(max)	149.91	18.44	1118.18

Tabella 20. Sforzi Normali e Tagli Spalle – INV SLER MAX (F_{XY} Max)

Node	Load	FX	FY	FZ
		(kN)	(kN)	(kN)
1048	INV SLEF(min)	74.76	15.21	1000.86
1049	INV SLEF(min)	75.87	14.61	1064.33
1050	INV SLEF(min)	77.93	14.30	1072.02
1051	INV SLEF(min)	77.75	14.43	1070.64
1052	INV SLEF(min)	74.98	14.56	994.18
1053	INV SLEF(min)	75.96	14.56	1055.70
1054	INV SLEF(min)	77.90	14.64	1061.30
1055	INV SLEF(min)	74.60	14.82	1029.46
1056	INV SLEF(min)	75.95	14.58	1064.97
2957	INV SLEF(min)	95.70	8.46	1026.78
2958	INV SLEF(min)	95.49	8.55	1031.38
2959	INV SLEF(min)	95.56	8.70	1026.66
2960	INV SLEF(min)	93.89	8.86	986.59
2961	INV SLEF(min)	94.03	8.91	992.69
2962	INV SLEF(min)	93.94	8.96	987.42
2963	INV SLEF(min)	93.14	9.29	869.42
2964	INV SLEF(min)	93.05	9.32	930.99
2965	INV SLEF(min)	93.13	9.40	871.17

Tabella 21. Sforzi Normali e Tagli Spalle – INV SLEF MIN

Node	Load	FX	FY	FZ
		(kN)	(kN)	(kN)
1048	INV SLEF(max)	104.60	22.16	1160.43
1049	INV SLEF(max)	105.74	22.39	1298.69
1050	INV SLEF(max)	108.01	22.92	1413.77
1051	INV SLEF(max)	107.55	22.87	1345.60
1052	INV SLEF(max)	104.57	21.00	1149.30
1053	INV SLEF(max)	105.58	21.88	1287.28
1054	INV SLEF(max)	107.67	22.89	1403.79
1055	INV SLEF(max)	104.18	21.56	1078.31
1056	INV SLEF(max)	105.61	22.13	1226.12
2957	INV SLEF(max)	128.88	14.07	1372.48
2958	INV SLEF(max)	128.81	14.08	1307.88
2959	INV SLEF(max)	129.26	14.12	1369.53
2960	INV SLEF(max)	127.32	13.61	1209.89
2961	INV SLEF(max)	127.14	13.79	1143.65
2962	INV SLEF(max)	127.00	13.94	1211.06
2963	INV SLEF(max)	126.48	13.46	1031.42
2964	INV SLEF(max)	126.07	13.61	960.86
2965	INV SLEF(max)	126.20	13.69	1030.96

Tabella 22. Sforzi Normali e Tagli Spalle – INV SLEF MAX (F_{XY} Max)

Le verifiche vengono eseguite, a vantaggio di sicurezza, considerando le combinazioni delle azioni che generano le sollecitazioni più gravose per gli elementi strutturali in oggetto, ovvero le combinazioni contenenti il taglio massimo e lo sforzo normale minimo ricavabili dalle precedenti tabelle, tenendo conto dell'angolo di inclinazione dell'azione sollecitante il generico palo delle Spalle S3 / S4.

14.1.1 Verifiche SLU

Le verifiche allo SLU vengono eseguite considerando le combinazioni relative all'azione orizzontale massima ed allo sforzo normale minimo ricavando, in funzione di esse, le massime sollecitazioni agenti sul palo la cui rappresentazione grafica e di seguito riportata.

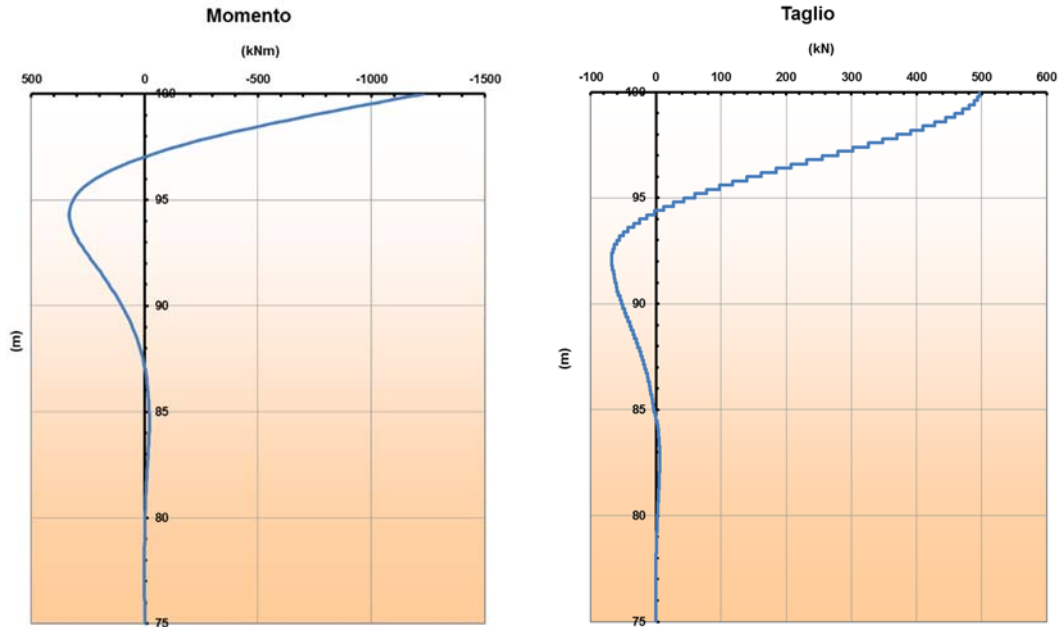


Figura 234 – Momento Flettente e Taglio – SLU (F_{xy} Max)

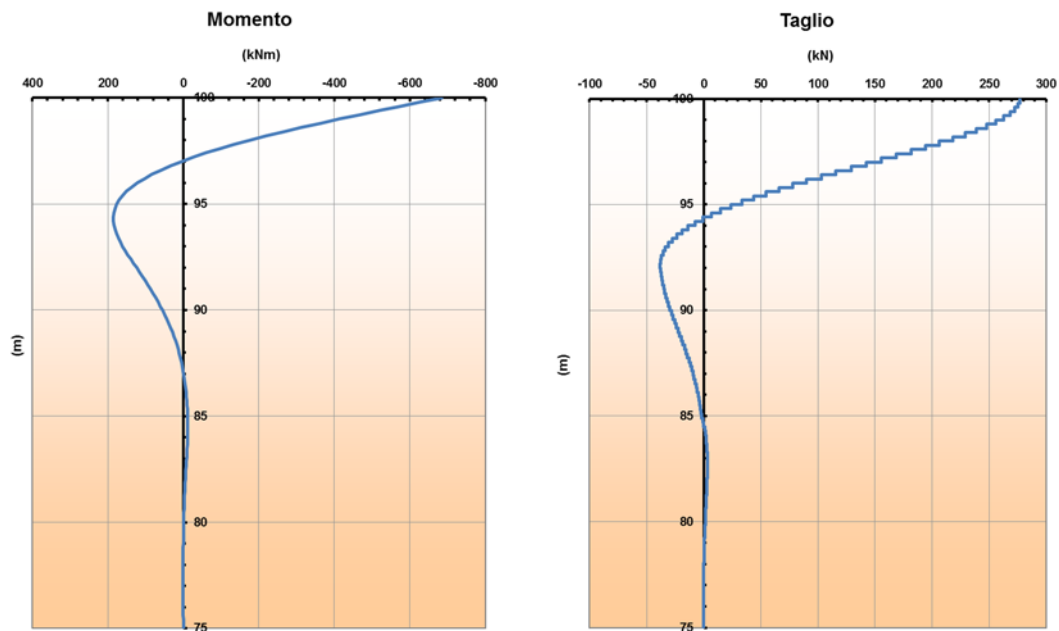


Figura 235 – Momento Flettente e Taglio – SLU (F_z Min)

14.1.1.1 Verifiche a flessione

Si considera un'armatura costituita da 20 Φ 30. La verifica viene eseguita considerando le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni relative all'azione orizzontale massima ed allo sforzo normale minimo, ovvero le coppie N-M piú gravose, trascurando a vantaggio di sicurezza il peso del terreno di ricoprimento.

Titolo: Verifica a Pressoflessione

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 50 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 20
 Diametro barre: 3 [cm]
 Copriferro (baric.): 6 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 1907,91 [kN]
 M_{xEd}: 1228,37 [kNm]
 M_{yEd}: 0 [kNm]

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Materiali

B450C C28/35

ϵ_{cu} : 67,5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 391,3 N/mm² ϵ_{cu} : 3,5 ‰
 E_s : 200.000 N/mm² f_{cd} : 15,87 ‰
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0,8 [?]
 ϵ_{syd} : 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 11
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0,6667
 τ_{c1} : 1,971

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd}: 2,387 [kNm]

σ_c : -15,87 N/mm²
 σ_s : 391,3 N/mm²
 ϵ_c : 3,5 ‰
 ϵ_s : 5,574 ‰
 d: 94 cm
 x: 36,26 x/d: 0,3857
 δ : 0,9222

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

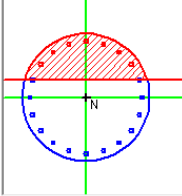


Figura 236 – Verifica a Pressoflessione ($F_{X/Y}$ Max)

Titolo: Verifica a Pressoflessione

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 50 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 20
 Diametro barre: 3 [cm]
 Copriferro (baric.): 6 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 93,4 [kN]
 M_{xEd}: 684,92 [kNm]
 M_{yEd}: 0 [kNm]

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Materiali

B450C C28/35

ϵ_{cu} : 67,5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 391,3 N/mm² ϵ_{cu} : 3,5 ‰
 E_s : 200.000 N/mm² f_{cd} : 15,87 ‰
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0,8 [?]
 ϵ_{syd} : 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 11
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0,6667
 τ_{c1} : 1,971

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd}: 2,021 [kNm]

σ_c : -15,87 N/mm²
 σ_s : 391,3 N/mm²
 ϵ_c : 3,5 ‰
 ϵ_s : 8,556 ‰
 d: 94 cm
 x: 27,29 x/d: 0,2903
 δ : 0,8029

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

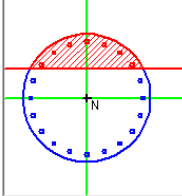


Figura 237 – Verifica a Pressoflessione (F_z Min)

14.1.1.2 Verifiche a taglio

Si considera un'armatura costituita da una spirale realizzata mediante $\Phi 10/150$ ed una sezione rettangolare equivalente alla sezione circolare. La verifica viene eseguita considerando l'azione di taglio massima tra le combinazioni considerate.

Materiali		Geometria sezione		Armatura longitudinale		Sollecitazioni di calcolo	
Calcestruzzo		b [mm]	886	n° barre	20	N_{Ed} [kN]	0
Rck [Mpa]	35	h [mm]	886	diametro	30	V_{Ed} [kN]	496.93
fck [Mpa]	29.1	c [mm]	50	Area [mm ²]	14130		
fcid [Mpa]	16.5	d [mm]	836				
Acciaio		Parametri di verifica		Armatura trasversale		VERIFICHE	
fyk [Mpa]	450	k	1.49	Staffe Φ	10	Sezione non armata a taglio	
fyd [Mpa]	391.3	v_{min}	0.34	n° bracci	2	V_{Rd} [kN]	504.62
		ρ_l	0.0191	A_{sw} [mm ²]	157		Verificato
		σ_{cp}	0.0000	s [mm]	150	Sezione armata a taglio	
		v	0.5			Crisi armatura a taglio	
		$(\sigma_{cp})^*$	0			V_{Rsd} [kN]	770.39
		α_c	1.000			V_{Rcd} [kN]	1892.03
		ω_{sw}	0.028			V_{Rd} [kN]	770.39
		cotg θ	4.099				Verificato
		cotg θ^*	2.500				

Figura 238 – Verifica a Taglio ($F_{X/Y}$ Max)

14.1.2 Verifiche SLE

Le verifiche allo SLE vengono eseguite considerando l'azione tagliante massima nelle combinazioni Rara e Frequente, rispettivamente per le verifiche tensionali e per le verifiche a fessurazione, e ricavando, in funzione di esse, le massime sollecitazioni agenti sul palo.

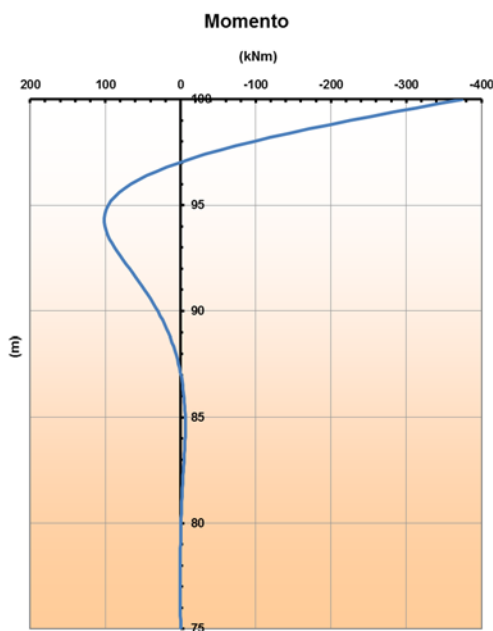


Figura 239 – Momento Flettente - SLER

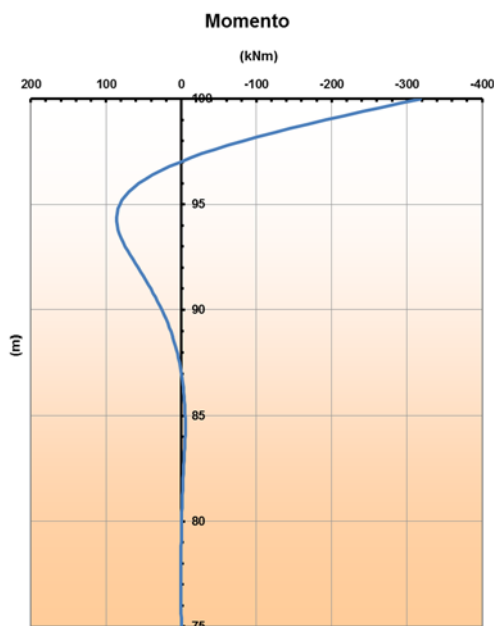


Figura 240 – Momento Flettente - SLEF

14.1.2.1 Verifiche a fessurazione

La verifica a fessurazione viene eseguita per via indiretta, così come ammesso nel punto 4.1.2.2.4.6 delle NTC, facendo riferimento ai limiti di tensione nell'acciaio d'armatura definiti nelle Tabelle C4.1.II e C4.1.III.

Occorre, pertanto, verificare che la massima tensione sulle armature, costituite da barre $\Phi 30$ sia inferiore a 160 MPa come riportato nelle tabelle citate.

Si trascura, a vantaggio di sicurezza, lo sforzo normale corrispondente all'azione flettente considerata.

Titolo: Verifica a Fessurazione

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 50 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 20
 Diametro barre: 3 [cm]
 Copriferro (baric.): 6 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
 M_{xEd}: 0 kNm
 M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali

B450C C28/35

ϵ_{su} : 67,5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 391,3 N/mm² ϵ_{cu} : 3,5 ‰
 E_s : 200.000 N/mm² f_{cd} : 15,87
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0,8
 ϵ_{syd} : 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 11
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0,6667
 τ_{c1} : 1,971

σ_c : -3,346 N/mm²
 σ_s : 87,76 N/mm²
 ϵ_s : 0,4388 ‰
 d: 94 cm
 x: 34,2 x/d: 0,3639
 δ : 0,8948

Vertici: 52
 Verifica
 N° iterazioni: 4
 Precompresso

Figura 241 – Verifica a fessurazione

14.1.2.2 Verifiche tensionali

Le verifiche tensionali vengono eseguite, trascurando a vantaggio di sicurezza lo sforzo normale corrispondente alla relativa azione flettente, considerando la combinazione rara e controllando che le relative tensioni non superino i limiti posti dalla normativa:

$$(\sigma_c < 0.60 f_{ck} = 17.43 \text{ MPa} ; \sigma_s < 0.8 f_{yk} = 360 \text{ MPa}).$$

Titolo: Verifica Tensionale

Sezione circolare cava

- Raggio esterno: 50 [cm]
- Raggio interno: 0 [cm]
- N° barre uguali: 20
- Diametro barre: 3 [cm]
- Copriferro (baric.): 6 [cm]

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 [kN]

M_{xEd}: 373,83 [kNm]

M_{yEd}: 0 [kNm]

Materiali

B450C C28/35

ϵ_{su} : 67,5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰

f_{yd} : 391,3 N/mm² ϵ_{cu} : 3,5 ‰

E_s : 200.000 N/mm² f_{cd} : 15,87

E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0,8

ϵ_{syd} : 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 11

$\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0,6667

τ_{c1} : 1,971

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Verifica

Vertici: 52

N° iterazioni: 4

Precompresso

Calcoli:

σ_c : -3,936 N/mm²

σ_s : 103,2 N/mm²

ϵ_s : 0,5162 ‰

d: 94 cm

x: 34,2 w/d: 0,3639

δ : 0,8948

Figura 242 – Verifica tensionale

14.1.3 Verifiche GEO

14.1.3.1 Capacità portante dei pali

Le verifiche vengono eseguite valutando la capacità portante nella condizione di carico più gravosa, considerando il palo soggetto alla massima azione verticale N_{MAX} ed al corrispondente peso del terreno di ricoprimento;

Si considerano:

- $N_e = 1959 \text{ KN}$ sforzo normale di esercizio, comprensivo del peso del palo e del sovrastante terreno di ricoprimento;
- $N_d = 2647 \text{ KN}$ sforzo normale, comprensivo del peso del palo e del sovrastante terreno di ricoprimento, amplificato in funzione dei coefficienti allo Stato Limite Ultimo.

La testa del palo è posta a -2.50m dal piano campagna.

Strato	Spessore	Tipo di terreno	R_{Li}	Nq^*	Nc	q_p	R_p
(-)	(m)		(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)
1	1.00	UG1	45.7				
2	7.50	UG3	760.8				
3	5.90	UG2	942.0				
4	0.60	UG4	104.2				
5	5.10	UG3	1129.3				
6	2.00	UG4	462.0				
7	2.90	UG3	810.8	28.01	0.00	8794.0	6906.8

CAPACITA' PORTANTE DI CALCOLO (al netto dei coefficienti riduttivi)

base $R_{P;cal} = 6906.8 \text{ (kN)}$
 laterale $R_{L;cal} = 4254.7 \text{ (kN)}$
 totale $R_{T;cal} = 11161.5 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$R_{P,k} = R_{P,cal} / \xi_3 = 4316.7 \text{ (kN)}$
 $R_{L,k} = R_{L,cal} / \xi_3 = 2659.2 \text{ (kN)}$
 $R_{T,k} = R_{P,k} + R_{L,k} = 6975.9 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$R_{T,d} = R_{Pk}/\gamma_b + R_{Lk}/\gamma_s$
 $R_{T,d} = 5509.9 \text{ (kN)}$

Come si vede, riferendoci ai valori caratteristici, la resistenza laterale (2659 kN) risulta maggiore dell'intero carico sul palo in condizioni di esercizio (1959 kN).

Riferendoci ai valori combinati con i coefficienti allo Stato Limite Ultimo, la resistenza laterale disponibile è pari a $2659/1.15=2312 \text{ KN}$. La resistenza richiesta alla punta, pertanto, è pari a $2647-2312=335 \text{ KN}$, valore corrispondente al 4.8% della resistenza alla punta di calcolo.

14.1.3.2 Carico limite orizzontale dei pali

Il carico limite orizzontale dei pali viene determinato considerando l'azione di taglio massimo.

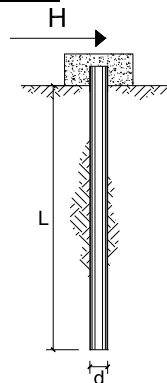
CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA

OPERA: Autoporto

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_φ	γ_T
SUD	A1+M1+R1	<input type="checkbox"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="checkbox"/>	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="checkbox"/>	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	<input type="checkbox"/>	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88	<input type="checkbox"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista		<input type="checkbox"/>	1.00	1.00	1.00	1.30



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Palo corto:
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}}$$

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	25.00	(m)		
Diametro del palo	d =	1.00	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	$M_y =$	2002.00	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	$\varphi'_{med} =$	35.00	(°)	$\varphi'_{min} =$	35.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d} =$	35.00	(°)	$\varphi'_{min,d} =$	35.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin \varphi')(1 - \sin \varphi')$)	$k_{p,med} =$	3.69	(-)	$k_{p,min} =$	3.69 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	$\gamma =$	11.00	(kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	497	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)		

Palo corto:

$$H1_{med} = 38054.90 \text{ (kN)} \quad H1_{min} = 38054.90 \text{ (kN)}$$

Palo intermedio:

$$H2_{med} = 12765.05 \text{ (kN)} \quad H2_{min} = 12765.05 \text{ (kN)}$$

Palo lungo:

$$H3_{med} = 1300.29 \text{ (kN)} \quad H3_{min} = 1300.29 \text{ (kN)}$$

$$H_{med} = 1300.29 \text{ (kN)} \quad \text{palo lungo} \quad H_{min} = 1300.29 \text{ (kN)} \quad \text{palo lungo}$$

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 812.68 \text{ (kN)}$$

$$H_d = H_k / \gamma_T = 625.14 \text{ (kN)}$$

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 497.00 \text{ (kN)}$$

$$FS = H_d / F_d = 1.26$$

Figura 243 – Carico limite orizzontale

15.CALCOLO DEI CEDIMENTI

L’impalcato, come descritto, presenta schema statico di trave continua su 8 appoggi. L’iperstaticità della struttura rende necessaria una valutazione del cedimento in corrispondenza di ogni appoggio (pila o spalla), al fine di stabilire se l’entità delle deformazioni differenziali è tale da indurre sulla struttura dell’impalcato azioni tollerabili dalla struttura stessa. In particolare, data la specificità dell’opera, si evidenzia che i carichi dovuti al peso proprio delle sottostrutture (pile e spalle) e della carpenteria metallica dell’impalcato intervengono sul sistema fondale prima del collegamento dei vari blocchi, per cui il cedimento dovuto a tali sollecitazioni, avendo un decorso molto rapido, non induce azioni di natura distorsiva sulla travata. La struttura viene resa iperstatica prima dell’esecuzione della soletta in c.a., per cui le azioni da tenere in conto per il calcolo dei cedimenti differenziali sono:

1. Peso proprio della soletta in c.a.;
2. Pesi permanenti non strutturali sulla carreggiata;
3. Peso del terreno di ricoprimento dei plinti (operazione che avverrà a impalcato continuo, data la presenza delle pile provvisorie);
4. Carichi mobili stradali.

Nel modello globale dell’impalcato è stata creata una apposita condizione di carico, contenente le prime tre azioni, denominati nel seguito *carichi permanenti di seconda fase*, ed è stata eseguita la *moving load analysis*, per valutare il cedimento massimo in corrispondenza di ogni punto di appoggio.

E’ stato inserito, in corrispondenza di ogni palo, un vincolo cedevole, al quale è stata assegnata una rigidità calcolata in funzione del sistema di fondazione adottato e delle caratteristiche fisiche dei terreni.

Come indicato nella relazione geologico-tecnica, in modo cautelativo, la stratigrafia che verrà considerata è relativa al sondaggio SC4, il quale, tra i sondaggi eseguiti nell’area, ha intercettato le più ampie porzioni di terreno dalle caratteristiche fisiche e meccaniche più scadenti. La stratigrafia è riportata nella seguente tabella.

Unità Geotecnica	Soggiacenza Unità Geotecniche dalla quota del piano campagna attuale [m]
“UG1” – terreno di riporto	Da piano campagna fino a -3,0 m
“UG3” – ghiaia in matrice sabbioso-limosa	Da -3,0 m fino a -10,5 m
“UG2” – sabbia con ghiaia	Da -10,5m fino a -16,4 m
“UG4” – limi sabbiosi con ghiaia	Da -16,4m fino a -17,0 m
“UG3” – ghiaia in matrice sabbioso-limosa	Da -17,0 m fino a -22,1 m
“UG4” – limi sabbiosi con ghiaia	Da -22,1m fino a -24,1 m
“UG3” – ghiaia in matrice sabbioso-limosa	Da -24,1m fino a -30,0 m
FALDA	-3,4 m dal piano campagna attuale

Nella stessa relazione sono riportati i seguenti valori del modulo di taglio iniziale G_0 e del coefficiente di Poisson.

$$\text{UG1: } G_0=30-40 \text{ MPa, } \nu=0.35;$$

$$\text{UG2: } G_0=30-40 \text{ MPa, } \nu=0.35;$$

$$\text{UG3: } G_0=50-100 \text{ MPa, } \nu=0.35;$$

$$\text{UG4: } G_0=30-60 \text{ MPa, } \nu=0.30.$$

Tali valori risultano ampiamente cautelativi rispetto ai dati misurati durante le prove in sito. Nonostante ciò, in modo assolutamente prudenziale si adottano i valori minimi indicati, trascurando anche l'incremento di rigidezza che si ha all'aumentare della profondità. Per passare dal modulo di taglio iniziale G_0 al modulo elastico iniziale E_0 , viene applicata la nota formula :

$$E_0 = G_0 \times 2(1 + \nu).$$

Come riportato nella relazione geologico-tecnica: “nel caso specifico il modulo di Young “operativo” può essere assunto pari a 1/5 di quello iniziale con un criterio ampiamente cautelativo”, per cui si ricava:

$$\text{UG1: } E_0=81 \text{ MPa} \rightarrow E_{op}=16.2 \text{ MPa};$$

$$\text{UG2: } E_0=81 \text{ MPa} \rightarrow E_{op}=16.2 \text{ MPa};$$

$$\text{UG3: } E_0=135 \text{ MPa} \rightarrow E_{op}=27 \text{ MPa};$$

$$\text{UG4: } E_0=78 \text{ MPa} \rightarrow E_{op}=15.6 \text{ MPa}.$$

L'unità geotecnica prevalente è l'unità UG3, che rappresenta anche l'unità in cui si vanno ad ammorsare le teste dei pali. Ai fini del calcolo del cedimento dei pali viene utilizzato un valore di E_{op}' pari alla media pesata dei valori di E_{op} relativi a ciascuno strato.

$$E_{op}' = (16.2 \times 6.4 + 15.6 \times 2.6 + 27 \times 16) / 25 = 23 \text{ MPa}.$$

Cedimento del singolo palo

Il calcolo del cedimento del palo isolato viene eseguito con il metodo di Poulos e Davis, secondo la formula:

$$\rho = P \times I_0 \times R_k \times R_h \times R_v / (E_s \times d);$$

dove:

ρ è il cedimento del palo isolato;

P è il crico verticale in testa al palo;

E_s è il modulo elastico del terreno (E_{op}');

d è il diametro del palo;

I_0 , R_k , R_h , R_v sono coefficienti forniti dagli autori sotto forma di abachi in funzione di d , L (lunghezza del palo), E_s , E_p (modulo elastico del palo), h (altezza dello strato deformabile).

Nel caso in esame si ha:

$$I_0 = 0.075;$$

$$R_k = 1.08;$$

$$R_h = 1;$$

$$R_v = 0.94.$$

Il carico massimo P in esercizio è relativo ad un palo della pila P3 ed è pari a :

$$P_{\max} = 2196 \text{ kN.}$$

Si ricava:

$$\rho = 7.3 \text{ mm.}$$

La cedevolezza del palo isolato è pari a:

$$k_{v \text{ is}} = 2196/0.0073 \approx 300000 \text{ kN/m.}$$

Effetto gruppo

Il cedimento della palificata deve tener conto dell'interazione tra pali adiacenti attraverso il fenomeno denominato "effetto di gruppo". Il carico da considerare per il cedimento della palificata, non è il valore di P_{\max} sopra riportato, in quanto esso è relativo ad una condizione di carico con carico mobile disposto in posizione tale da massimizzare l'effetto su un singolo palo, mentre gli altri tre risultano molto meno sollecitati. Il calcolo del cedimento massimo della palificata, invece dovrà tener conto di una distribuzione uniforme del carico su tutti i pali che la compongono.

Pertanto, al fine del calcolo del cedimento della palificata, che tenga conto anche dell'effetto gruppo, come anticipato, è stato inserito, nel modello di calcolo agli elementi finiti, in corrispondenza di ogni palo, un vincolo cedevole, al quale è stata assegnata una rigidezza verticale che tiene conto della cedevolezza del palo, tenendo in conto anche l'effetto gruppo.

Esso viene considerato, applicando al cedimento del palo un coefficiente di amplificazione R_s , legato alla geometria della fondazione. Nel caso in esame per le pile si ha un plinto a 6 pali ($n=6$) posti ad interasse 3m; secondo le formulazioni di Viggiani, Mandolini, Russo 2012, si ottiene:

$$R_s = 2.17.$$

Calcolo del cedimento differenziale

Di seguito si riportano alcune immagini relative al modello di calcolo utilizzato per il calcolo del cedimento differenziale.

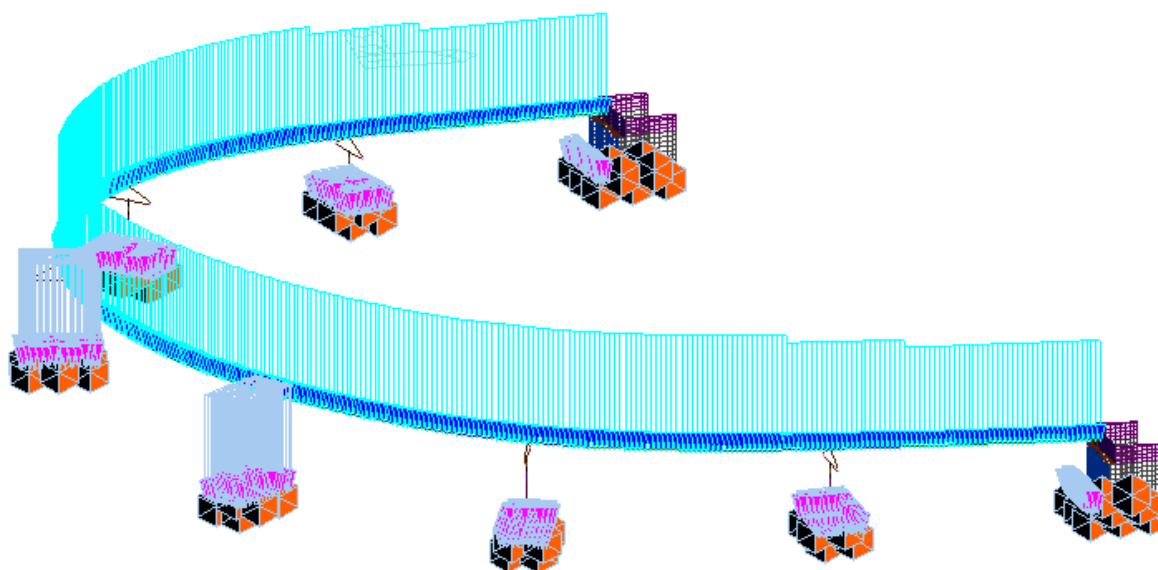


Figura 244 – Modello di calcolo caricato con i carichi permanenti di seconda fase

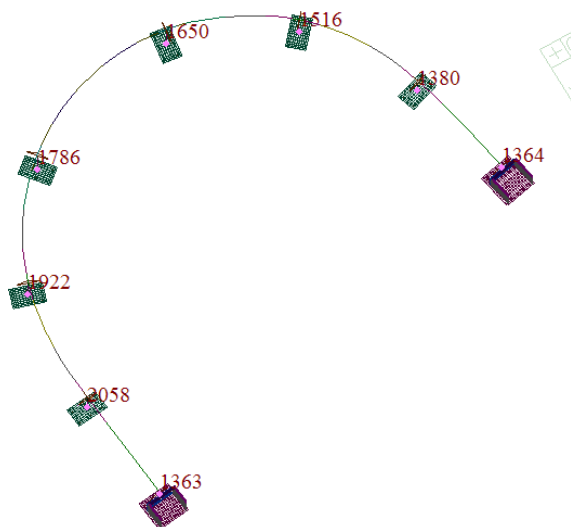


Figura 245 – Modello di calcolo con numerazione nodi

I risultati ottenuti dall'analisi sono riportati nella seguente tabella.

	Node	Load	DZ (mm)
Spalla S3	1364	DZ perm2	-1.2
Spalla S4	1363	DZ perm2	-1.1
Pila P7	1380	DZ perm2	-4.3
Pila P8	1516	DZ perm2	-3.9
Pila P9	1650	DZ perm2	-6.8
Pila P10	1786	DZ perm2	-6.8
Pila P11	1992	DZ perm2	-3.9
Pila P12	2058	DZ perm2	-4.3
Spalla S3	1364	DZ Q1	-1.9
Spalla S4	1363	DZ Q1	-1.8
Pila P7	1380	DZ Q1	-3.3
Pila P8	1516	DZ Q1	-3.3
Pila P9	1650	DZ Q1	-3.8
Pila P10	1786	DZ Q1	-3.8
Pila P11	1992	DZ Q1	-3.3
Pila P12	2058	DZ Q1	-3.3

Il massimo cedimento differenziale si ha tra la pila P10 e la pila P11 e vale: 6.7mm.

Come anticipato, il cedimento dovuto al carico mobile Q1k, non avviene simultaneamente su tutte le sottostrutture, in quanto dovuto a diverse disposizioni del carico viaggiante. Per cui, i valori calcolati per i carichi permanenti di seconda fase sono stati inseriti nel modello di calcolo dell'impalcato, come cedimento agli appoggi, in una condizione di carico, mentre gli 8 valori del cedimento dovuto al carico Q1k, sono stati contemplati da 8 distinte condizioni di carico, per poi considerare l'involuppo delle stesse.

Come si vedrà nella suddetta relazione di calcolo, anche assumendo le ipotesi estremamente cautelative innanzi decritte, i cedimenti calcolati risultano compatibili con la struttura dell'impalcato.