AUTORITÀ PORTUALE DI SAVONA
PORTO DI VADO LIGURE

PROJECT FINANCING PER:

PROGETTAZIONE DEFINITIVA ED ESECUTIVA, ESECUZIONE DEI LAVORI DELLA NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE DEL PORTO DI VADO LIGURE E GESTIONE DELLA PARTE RELATIVA AL TERMINAL CONTENITORI

SOCIETÀ DI PROGETTO: APM TERMINALS VADO LIGURE S.p.A.

MAERSK

GLF GRANDI LAVORI FINCOSIT

PROGETTAZIONE:

TECHNITAL S.p.A.

IL RESPONSABILE:
Dott. Ing. Guido Fiorini

PROGETTO ESECUTIVO - FASE 2
E CONTESTUALE PERIZIA DI VARIANTE DELLA FASE 1

ELABORATO N° :

TITOLO ELABORATO

AREA A GIORNO - CASSONI REGGISPINTA - IMPALCATO
RELAZONE DI CALCOLO

MI010P-PE-S-C-R-4170-C0

DATA			
Settembre 2014	ELABORATO	CONTROLLATO	APPROVATO
SIGLA	A. TEODORI	C. BIONDI	G. FIORINI
REVISIONE 1			
REVISIONE 2			
REVISIONE 3			

NOME FILE

MI010P-PE-S-C-R-4170-C0 Strutture impalcato - Relazione di calcolo.doc

A TERMINE DI LEGGE CI RISERVIAMO LA PROPRIETA' DI QUESTO ELABORATO CON DIVIETO DI RIPRODURLO RENDENDOLO NOTO A TERZI ANCHE PARZIALMENTE SENZA NOSTRA AUTORIZZAZIONE

AUTORITÀ PORTUALE DI SAVONA

PORTO DI VADO LIGURE

PROJECT FINANCING PER:

PROGETTAZIONE DEFINITIVA ED ESECUTIVA, ESECUZIONE DEI LAVORI DELLA NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE DEL PORTO DI VADO LIGURE E GESTIONE DELLA PARTE RELATIVA AL TERMINAL CONTENITORI

PROGETTO ESECUTIVO - FASE 2
E CONTESTUALE PERIZIA DI VARIANTE DELLA FASE 1

AREA A GIORNO - CASSONI REGGISPINTA - IMPALCATO
RELAZIONE DI CALCOLO

INDICE

1. PIATTAFORMA A GIORNO: STRUTTURA DELL'IMPALCATO 13
2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO 17
   2.1 Normativa 17
   2.2 Specifiche tecniche 17
   2.3 Disegni 18
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI 19
4. ANALISI DEI CARICHI 22
5. COMBINAZIONI DI CARICO 26
6. ANALISI DELLE MACRO "C"+ "D" 28
   6.1 Generalità 28
   6.2 Modello F.E.M 30
      6.2.1 Vincoli 31
      6.2.2 Carichi Applicati 32
      6.2.3 Convenzioni di segno del software di calcolo SAP2000 37
   6.3 Analisi parametrica degli spostamenti 38
      6.3.1 Analisi parametrica statica 38
      6.3.2 Combinazioni di carico accidentale Macro C e D 39
      6.3.3 Caso 1 : Caso standard Kz=100% Kv* 41
      6.3.4 Caso 3: K_z=150%K_v* 47
      6.3.5 Confronto spostamenti verticali al variare di K_v con K_h=50%K_v 50
      6.3.6 Analisi parametrica sismica 53
      6.3.7 Sisma 54
      6.3.8 Masse sismiche 55
      6.3.9 Spostamenti sismici 56
      6.3.10 Conclusioni 57
   6.4 Analisi del cinematismo - Macro C 58
      6.4.1 Interazione Macro "C" adiacenti - Studio del corridoio centrale 59
      6.4.2 Interazione Macro "C" e "D" - Studio degli spostamenti differenziali 66
      6.4.3 Campo di Transizione - Cinematica 70
7. VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI 74
   7.1 Verifica delle travi cassero 75
      7.1.1 Analisi dei carichi 77
      7.1.2 Combinazioni di carico (NTC08 -§ 2.5.3) 78
      7.1.3 Trave cassero - Tipo 2 - L=5.96 m 78

7.1.4 Trave cassero - Tipo 3 - L=12.04 m 93
7.1.5 Trave cassero - Tipo 8 - L=12.58 m 108
7.2 Verifica trave a cassone 124
7.2.1 Analisi dei carichi 126
7.2.2 Combinazioni di carico: 128
7.2.3 Diagrammi delle azioni interne: 132
7.2.4 Verifica Trave T3 - Parte 1 di 3 141
7.2.5 Trave T3 - Parte 2 di 3 185
7.2.6 Trave T3 - Parte 3 di 3 230
7.3 Soletta di impalcato 273
7.3.1 Analisi dei carichi 273
7.3.2 Diagrammi isocurve delle azioni interne 278
7.3.3 Risultati azioni interne 315
8. ALLEGATO 1: VALIDAZIONE MODELLO F.E.M.: Lc1 317

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1-1 - Piattaforma Maersk - Vado Ligure 13
Figura 1-2 - Macro-Moduli - Posizione planimetrica 15
Figura 6-1 - Macro-Moduli "C"+"D" - Posizione planimetrica 28
Figura 6-2 - Macro-Moduli "C"+"D" - Modello 3D 30
Figura 6-3 - Costanti elastiche del terreno 31
Figura 6-4 - Lc5-Lc6 - Condizione a “scacchiera” Modulo “D” 33
Figura 6-5 - Lc5-Lc6 - Condizione a “scacchiera” Modulo “C” 33
Figura 6-6 - Grafico spettri di progetto per analisi cinematica e verifiche SLU 34
Figura 6-7 - Spettro di progetto allo stato limite di danno- SLD 35
Figura 6-8 - SAP2000 - Convenzioni di segno elementi frames 37
Figura 6-9 - SAP 2000 - Convenzioni di carico elementi shell 37
Figura 6-10 - Macro C+D : Punti oggetto di indagine D0-D1 38
Figura 6-11 - K_v=100% - Grafici comparativi spostamenti assoluti 43
Figura 6-12 - K_v=50% - Grafici comparativi spostamenti assoluti 46
Figura 6-13 - K_v=150% - Grafici comparativi spostamenti assoluti 49
Figura 6-14 - K_v variabile - Grafici comparativi spostamenti assoluti 52
Figura 6-15 - Macro “C” - Modello 3D 53
Figura 6-16 - Grafici spettri di risposta Tr=475 anni 54
Figura 6-17 - Modulo “C”, punti oggetto di indagine 59
Figura 6-18 - Modulo “C+D”, punti oggetto di indagine 67
Figura 6-19 - Macro “C”: spostamenti assoluti dei punti d’interfaccia - direzioni X,Y e Z 67
Figura 6-20 - Macro “D”: spostamenti assoluti dei punti d’interfaccia - direzioni X,Y e Z 68
Figura 6-21 - Macro “D”: spostamenti relativi dei punti d’interfaccia - direzioni X,Y e Z 69
Figura 6-22 - Macro “C+D”: Massimi valori di spostamento relativo tra macro C e D 70
Figura 6-23 - Campo di transizione - Posizionamento e punti di indagine 71
Figura 6-24 - Dettaglio Campo di transizione - Posizionamento e punti di indagine 72
Figura 7-1 - Trave a cassone : Fasi costruttive 74
Figura 7-2 - Planimetria generale: posizione Macro “C” 75
Figura 7-3 - Pianta Macro “C” : Individuazione tipologia travi cassero 76
Figura 7-4 - Trave Cassero Tipo 2 - Definizione Luce di calcolo Lc 79
Figura 7-5 - Trave Cassero Tipo 2 - Schemi d’armatura 80
Figura 7-6 - Verifica a flessione - Lembo teso inferiore 82
Figura 7-7 - Trave cassero Tipo 2 - Sezione resistente a taglio 83

Figura 7-8 - Trave cassero Tipo 2 - Dettaglio armatura longitudinale inferiore 86
Figura 7-9 - Trave cassero Tipo 2 - Verifica a fessurazione - Calcolo tensione nell'acciaio 88
Figura 7-10 - Trave cassero Tipo 2 - Controllo tensioni d'esercizio -Comb. Rare 89
Figura 7-11 - Trave cassero Tipo 2 - Controllo tensioni d'esercizio -Comb. Quasi permanenti 90
Figura 7-12 - Trave cassero Tipo 3 - Definizione della luce di calcolo Lc 94
Figura 7-13 - Trave cassero Tipo 3 - Schemi d'armatura 95
Figura 7-14 - Trave cassero Tipo 3 - Verifica a flessione -Lembo inferiore teso 97
Figura 7-15 - Trave cassero Tipo 3 - Verifica a taglio - Sezione resistente 98
Figura 7-16 - Trave cassero Tipo 3 - Dettaglio armatura longitudinale 101
Figura 7-17 - Trave cassero Tipo 3 - Verifica a fessurazione - Calcolo tensione massima nell'acciaio 103
Figura 7-18 - Trave cassero Tipo 3 - Controllo delle tensioni d'esercizio - Comb. Rare 105
Figura 7-19 - Trave cassero Tipo 3 - Controllo delle tensioni d'esercizio - Comb. Quasi Permanenti 105
Figura 7-20 - Trave cassero Tipo 8 - Definizione della luce di calcolo Lc 109
Figura 7-21 - Trave cassero Tipo 8 - Schemi d'armatura 110
Figura 7-22 - Trave cassero Tipo 8 - Schemi d'armatura - Sezioni C e D 110
Figura 7-23 - Applicazione a "scacchiera" dei carichi variabili 111
Figura 7-24 - Trave cassero Tipo 8 - Verifica a flessione - lembo teso superiore 113
Figura 7-25 - Trave cassero Tipo 8 - Verifica a taglio - Sezione resistente 114
Figura 7-26 - Trave cassero Tipo 8 - Verifica a fessurazione - Calcolo tensione massima nell'acciaio 119
Figura 7-27 - Trave cassero Tipo 8 - Controllo delle tensioni - Comb. Rare 120
Figura 7-28 - Trave cassero Tipo 8 - Controllo delle tensioni - Comb. Quasi Permanente 121
Figura 7-29 - Trave a cassone : Fasi costruttive 124
Figura 7-30 - Trave a cassone : Individuazione delle parti oggetto di veritifa 125
Figura 7-31 - Trave T3 - Parte 1 di 3 - Diamgramma inviluppo delle azioni allo SLU 143
Figura 7-32 - Trave T3 - Parte 1 di 3 - Verifica a presso/tenso flessione 144
Figura 7-33 - Trave T3 - Parte 1 di 3 - Verifica a presso/tenso flessione 145
Figura 7-34 - Trave T3 - Parte 1 di 3 - Dominio di interazione Mx-My 145
Figura 7-35 - Trave T3 - Parte 1 di 3 - Verifica a presso/tenso flessione 146
Figura 7-36 - Trave T3 - Parte 1 di 3 - Verifica a presso/tenso flessione 147
Figura 7-37 - Trave T3 - Parte 1 di 3 - Dominio di interazione Mx-My 147

Figura 7-38 - Trave T3 - Parte 1 di 3 - Verifica a presso/tenso flessione 148
Figura 7-39 - Trave T3 - Parte 1 di 3 - Verifica a presso/tenso flessione 149
Figura 7-40 - Trave T3 - Parte 1 di 3 - Dominio di interazione Mx-My 149
Figura 7-41 - Trave T3 - Parte 1 di 3 - Verifica a presso/tensoflessione 150
Figura 7-42 - Trave T3 - Parte 1 di 3 - Verifica a presso/tensoflessione 151
Figura 7-43 - Trave T3 - Parte 1 di 3 - Dominio di interazione Mx-My 151
Figura 7-44 - Trave T3 - Schema di calcolo per studio effetti azione orizzontale dell'onda 154
Figura 7-45 - Trave T3 - Verifica a flessione - Soletta inferiore 156
Figura 7-46 - Trave T3 - Schema di calcolo piedritto 158
Figura 7-47 - Trave T3 - Verifica a flessione del piedritto 159
Figura 7-48 - Trave T3 -Parte 1 di 3 - Verifica a fessurazione - Calcolo tensioni massime per l'acciaio 169
Figura 7-49 - Trave T3 -Parte 1 di 3 - Verifica a fessurazione - Calcolo tensioni massime per l'acciaio 169
Figura 7-50 - Trave T3 -Parte 1 di 3 - Verifica a fessurazione - Calcolo tensioni massime acciaio 172
Figura 7-51 - Trave T3 -Parte 1 di 3 - Verifica a fessurazione - Calcolo tensioni massime acciaio 172
Figura 7-52 - Trave T3 -Parte 1 di 3 - Controllo delle tensioni d'esercizio 174
Figura 7-53 - Trave T3 -Parte 1 di 3 - Controllo delle tensioni d'esercizio 175
Figura 7-54 - Trave T3 -Parte 1 di 3 - Controllo delle tensioni d'esercizio 176
Figura 7-55 - Trave T3 -Parte 1 di 3 - Controllo delle tensioni d'esercizio 177
Figura 7-56 - Trave T3 -Parte 1 di 3 - Controllo delle tensioni d'esercizio 178
Figura 7-57 - Trave T3 -Parte 1 di 3 - Controllo delle tensioni d'esercizio 179
Figura 7-58 - Trave T3 -Parte 1 di 3 - Controllo delle tensioni d'esercizio 180
Figura 7-59 - Trave T3 -Parte 1 di 3 - Controllo delle tensioni d'esercizio 181
Figura 7-60 - Trave T3 -Parte 2 di 3 - Diagramma inviluppo delle azioni interne - SLU 187
Figura 7-61 - Trave T3 -Parte 2 di 3 - Verifica a presso/tenso flessione 188
Figura 7-62 - Trave T3 -Parte 2 di 3 - Verifica a presso/tenso flessione 189
Figura 7-63 - Trave T3 -Parte 2 di 3 - Verifica a presso/tenso flessione 189
Figura 7-64 - Trave T3 -Parte 2 di 3 - Diagramma di interazione Mx-My 190
Figura 7-65 - Trave T3 -Parte 2 di 3 - Verifica a presso/tenso flessione 191
Figura 7-66 - Trave T3 -Parte 2 di 3 - Verifica a presso/tenso flessione 191
Figura 7-67 - Trave T3 -Parte 2 di 3 - Domini di interazione 192
Figura 7-68 - Trave T3 -Parte 2 di 3 - Domini di interazione 194
Figura 7-69 - Trave T3 -Parte 2 di 3 - Verifica a presso/tenso flessione 195
Figura 7-70 - Trave T3 -Parte 2 di 3 - Verifica a presso/tenso flessione 195
Figura 7-71 - Trave T3 -Parte 2 di 3 - Schema di calcolo per verifica nei confronti dell'onda orizzontale 199
Figura 7-72 - Trave T3 -Parte 2 di 3 - Verifica a flessione - Soletta inferiore 201

Figura 7-73 - Trave T3 -Schema di calcolo per piedritto nei confronti dell'onda orizzontale 203
Figura 7-74 - Trave T3 -Verifica a flessione - Piedritto 204
Figura 7-75- Trave T3 -Verifica a fessurazione - calcolo tensione massima acciaio 214
Figura 7-76 - Trave T3 -Verifica a fessurazione - calcolo tensione massima acciaio 214
Figura 7-77 - Trave T3 -Verifica a fessurazione - calcolo tensione massima acciaio 217
Figura 7-78 - Trave T3 -Verifica a fessurazione - calcolo tensione massima acciaio 218
Figura 7-79 - Trave T3 -Controllo delle tensioni 219
Figura 7-80 - Trave T3 -Controllo delle tensioni 221
Figura 7-81 - Trave T3 -Controllo delle tensioni 222
Figura 7-82 - Trave T3 -Controllo delle tensioni 223
Figura 7-83 - Trave T3 -Controllo delle tensioni 224
Figura 7-84 - Trave T3 -Controllo delle tensioni 225
Figura 7-85 - Trave T3 -Controllo delle tensioni 226
Figura 7-86 - Trave T3 - Diagramma inviluppo delle azioni interne SLU 232
Figura 7-87 - Trave T3 - Verifica a presso/tenso flessione 233
Figura 7-88 - Trave T3 - Verifica a presso/tenso flessione 233
Figura 7-89 - Trave T3 - Dominio di interazione 234
Figura 7-90 - Trave T3 - Verifica a presso/tenso flessione 235
Figura 7-91 - Trave T3 - Verifica a presso/tenso flessione 235
Figura 7-92 - Trave T3 - Dominio di interazione 236
Figura 7-93 - Trave T3 - Verifica a presso/tensoflessione 237
Figura 7-94 - Trave T3 - Verifica a presso/tensoflessione 238
Figura 7-95 - Trave T3 - Dominio di interazione 238
Figura 7-96 - Trave T3 - verifica a presso/tensoflessione 239
Figura 7-97 - Trave T3 - verifica a presso/tensoflessione 240
Figura 7-98 - Trave T3 - Dominio di interazione 241
Figura 7-99 - Trave T3 - Schema di calcolo per verifica nei confronti dell'onda orizzontale 244
Figura 7-100 - Trave T3 - Verifica a flessione - soletta inferiore 245
Figura 7-101 - Trave T3 - Schema di calcolo per piedritto verticale 247
Figura 7-102 - Trave T3 - Verifica a flessione - Piedritto 248
Figura 7-103- Trave T3 - Verifica a fessurazione - calcolo tensioni acciaio 257
Figura 7-104 - Trave T3 - Verifica a fessurazione - calcolo tensioni acciaio 258
Figura 7-105 - Trave T3 - Verifica a fessurazione - calcolo tensioni acciaio 261
Figura 7-106 - Trave T3 - Verifica a fessurazione - calcolo tensioni acciaio 261
Figura 7-107 - Trave T3 - Controllo tensioni di esercizio 263
Figura 7-108 - Trave T3 - Controllo tensioni di esercizio 264

Figura 7-109 - Trave T3 - Controllo tensioni di esercizio 265
Figura 7-110 - Trave T3 - Controllo tensioni di esercizio 266
Figura 7-111 - Trave T3 - Controllo tensioni di esercizio 267
Figura 7-112 - Trave T3 - Controllo tensioni di esercizio 268
Figura 7-113 - Trave T3 - Controllo tensioni di esercizio 269
Figura 7-114 - Trave T3 - Controllo tensioni di esercizio 270
Figura 7-115 - Macro C - Live load - Combinazioni di carico per lo studio della soletta 274
Figura 7-116 - Disposizione dei carichi “piedini” container 275
Figura 7-117 - Macro C - Carico container - Condizioni di carico 276
Figura 7-118 - Gru RMG impilatrici - Treno di carico 277
Figura 7-119 - Gru RMG impilatrici - Condizioni di carico 278
Figura 7-120 - Soletta di impalcato - Peso proprio - M11 279
Figura 7-121 Soletta di impalcato - Peso proprio - M22 280
Figura 7-122 - Soletta di impalcato - Peso proprio - V13 281
Figura 7-123 - Soletta di impalcato - Peso proprio - V23 282
Figura 7-124 - Soletta di impalcato - Live Load - Inviluppo Max F11 283
Figura 7-125 - Soletta di impalcato - Live Load - Inviluppo Min F11 284
Figura 7-126 - Soletta di impalcato - Live Load - Inviluppo Max F22 285
Figura 7-127 - Soletta di impalcato - Live Load - Inviluppo Min F22 286
Figura 7-128 - Soletta di impalcato - Live Load - Inviluppo Max M11 287
Figura 7-129 - Soletta di impalcato - Live Load - Inviluppo Min M11 288
Figura 7-130 - Soletta di impalcato - Live Load - Inviluppo Max M22 289
Figura 7-131 - Soletta di impalcato - Live Load - Inviluppo Min M22 290
Figura 7-132 - Soletta di impalcato - Live Load - Inviluppo Max V13 291
Figura 7-133 - Soletta di impalcato - Live Load - Inviluppo Min V13 292
Figura 7-134 - Soletta di impalcato - Live Load - Inviluppo Max V23 293
Figura 7-135 - Soletta di impalcato - Live Load - Inviluppo Min V23 294
Figura 7-136 - Soletta di impalcato - Sisma in X - F11 295
Figura 7-137 - Soletta di impalcato - Sisma in X - F22 296
Figura 7-138 - Soletta di impalcato - Sisma in X - M11 297
Figura 7-139 - Soletta di impalcato - Sisma in X - M22 298
Figura 7-140 - Soletta di impalcato - Sisma in X - V13 299
Figura 7-141 - Soletta di impalcato - Sisma in X - V23 300
Figura 7-142 - Soletta di impalcato - Sisma in Y - F11 301
Figura 7-143 - Soletta di impalcato - Sisma in Y - F22 302
Figura 7-144 - Soletta di impalcato - Sisma in Y - M11 303
Figura 7-145 - Soletta di impalcato - Sisma in Y - M22 304
Figura 7-146 - Soletta di impalcato - Sisma in Y - V13 305
Figura 7-147 - Soletta di impalcato - Sisma in Y - V23 306
Figura 7-148 - Soletta di impalcato - Gru RMG - M11 307
Figura 7-149 - Soletta di impalcato - Gru RMG - M22 308

Figura 7-150 - Soletta di impalcato - Gru RMG - V13 309
Figura 7-151 - Soletta di impalcato - Gru RMG - V23 310
Figura 7-152 - Soletta di impalcato -Carico container CONT_A - M11 311
Figura 7-153 - Soletta di impalcato -Carico container CONT_A - M22 312
Figura 7-154 - Soletta di impalcato -Carico container CONT_A - V13 313
Figura 7-155 - Soletta di impalcato -Carico container CONT_A - V23 314
Figura 7-156 - Soletta di impalcato - Allineamenti oggetto di indagine 315
Figura 8-1 - Lc1: andamento spostamenti piano fondazione [mm]; 317

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 4-1 - Analisi dei carichi 25
Tabella 5-1 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche agli SLU 27
Tabella 5-2 - Valori dei coefficienti di combinazione 27
Tabella 6-1 - Risultanti dei carichi - Modulo "C" 36
Tabella 6-2 - Risultanti dei carichi - Modulo "D" 36
Tabella 6-3 - Combinazioni di carico - Macro "C"+"D" 40
Tabella 6-4 - K_v=100% - K_h=100% - Spostamenti assoluti 41
Tabella 6-5 - K_v=100% - K_h=50% - Spostamenti assoluti 42
Tabella 6-6 - K_v=100% - K_h=30% - Spostamenti assoluti 42
Tabella 6-7 - K_v=50% - K_h=100% - Spostamenti assoluti 44
Tabella 6-8 - K_v=50% - K_h=50% - Spostamenti assoluti 45
Tabella 6-9 - K_v=50% - K_h=30% - Spostamenti assoluti 45
Tabella 6-10 - K_v=150% - K_h=100% - Spostamenti assoluti 47
Tabella 6-11 - K_v=150% - K_h=50% - Spostamenti assoluti 48
Tabella 6-12 - K_v=150% - K_h=30% - Spostamenti assoluti 48
Tabella 6-13 - K_h=50% - K_v variabile - Spostamenti assoluti in Z 50
Tabella 6-14 - K_h=50% - K_v variabile - Spostamenti assoluti in X 51
Tabella 6-15 - K_h=50% - K_v variabile - Spostamenti assoluti in Y 51
Tabella 6-16 - Macro "C" - Masse sismiche 55
Tabella 6-17 - Macro "C" - Analisi parametrica sismica - Spostamenti assoluti 56
Tabella 6-18 - Macro "C" - Spostamenti assoluti - Corridoio centrale - Lato sinistro 60
Tabella 6-19 - Macro "C" - Spostamenti assoluti - Corridoio centrale - Lato destro 60
Tabella 6-20 - Macro "C" - Spostamenti relativi - Corridoio centrale 65
Tabella 6-21 - Macro "C" - Spostamenti relativi dei nodi adiacenti - Corridoio centrale 66
Tabella 6-22 - Campo di transizione - Spostamenti assoluti dei punti W_i 72
Tabella 6-23 - Campo di transizione - Spostamenti relativi dei punti W_i 73
Tabella 7-1 - Trave cassero Tipo 2 - Azioni sollecitanti massime 81
Tabella 7-2 - Trave cassero Tipo 3 - Azioni sollecitanti massime 96
Tabella 7-3 - Trave cassero Tipo 8 - Azioni sollecitanti massime 112
Tabella 7-4 - Trave T3 - Parte 1 di 3 - Azioni sollecitanti massime allo stato limite ultimo 142
Tabella 7-5 - Trave T3 - Parte 1 di 3 - Azioni sollecitanti massime allo stato limite d'esercizio - Comb. Rar 162
Tabella 7-6 - Trave T3 - Parte 1 di 3 - Azioni sollecitanti massime allo stato limite d'esercizio - Comb. Frequenti 163
Tabella 7-7 - Trave T3 - Parte 1 di 3 - Azioni sollecitanti massime allo stato limite d'esercizio - Comb. Q.P. 164

Tabella 7-8 - Trave T3 - Parte 1 di 3 - Riepilogo tensioni massime calcestruzzo e acciaio 181
Tabella 7-9 - Trave T3 - Parte 2 di 3 - Azioni sollecitanti massime allo stato limite ultimo 186
Tabella 7-10 - Trave T3 - Parte 2 di 3 - Azioni sollecitanti massime - Combinazioni rare 207
Tabella 7-11 - Trave T3 - Parte 2 di 3 - Azioni sollecitanti massime - Combinazioni Frequenti 208
Tabella 7-12 - Trave T3 - Parte 2 di 3 - Azioni sollecitanti massime - Combinazioni Q.P. 209
Tabella 7-13 - Trave T3 - Parte 2 di 3 - Riepilogo tensioni di esercizio 226
Tabella 7-14 - Trave T3 - Parte 2 di 3 - Azioni massime - SLU 231
Tabella 7-15 - Trave T3 - Parte 2 di 3 - Azioni massime - Comb. Rare 250
Tabella 7-16 - Trave T3 - Parte 2 di 3 - Azioni massime - Comb. Frequenti 251
Tabella 7-17 - Trave T3 - Parte 2 di 3 - Azioni massime - Comb. Q.P. 252
Tabella 7-18 - Trave T3 - Parte 3 di 3 - Riepilogo tensioni dì esercizio 270
Tabella 7-19 - Soletta di impalcato - Riepilogo azioni interne 316

1. PIATTAFORMA A GIORNO: STRUTTURA DELL'IMPALCATO

La presente relazione di calcolo riguarda il progetto esecutivo di una nuova piattaforma multifunzionale da realizzarsi a Vado Ligure (Savona).
Secondo quanto previsto nel Piano Regolare Portuale la piattaforma sarà composta da una parte a mare di dimensioni 721 m x 290 m, e da una radice a terra.
La presente Relazione di Calcolo riguarda in particolare lo studio del cinematismo e delle sollecitazioni agenti sulle strutture costituenti l'impalcato dell'area a giorno.
La piattaforma consente di realizzare tre banchine, della seguente estensione:
a) Banchina Containers: 721 m
b) Banchina Rinfuse: 290 m
c) Banchina Petroli: 360 m

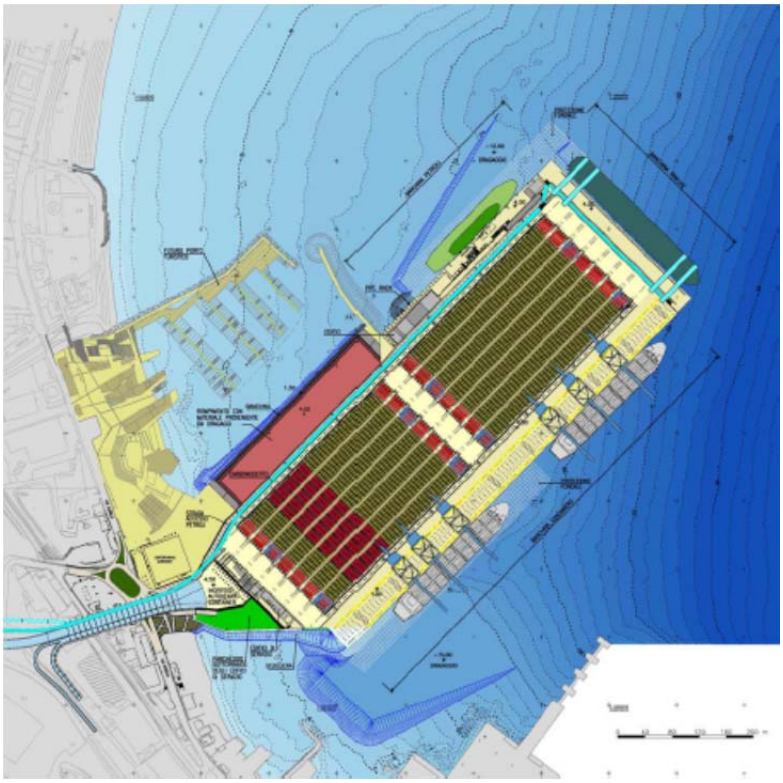


FIGURA 1-1 - PIATTAFORMA MAERSK - VADO LIGURE

L'area "containers" è composta da una zona per lo stoccaggio dei containers di larghezza 175 m e da una fascia operativa lato banchina di 63 m, così composta:
- spazio tra linea esterna di banchina ed asse rotaia anteriore 3,50 m
- interasse tra le rotaie delle gru 30,48 m
- area retrostante le gru 28,80 m

La banchina rinfuse ha una larghezza di 63,80 m.
La banchina petroli ha una larghezza di 51,60 m.
A seguito dello studio idraulico la quota della piattaforma è stata impostata alla +4,59 m s.l.m.; questa quota consente di impostare le travi principali dell'impalcato ad una quota sufficiente +1,70 m s.l.m., ad assicurarne la durabilità, essendo esse interessate solo saltuariamente dal contatto con l'acqua del mare.
La modularità della struttura ha consentito di studiare solamente alcune parti dell'area giorno che successivamente andranno ripetute durante la fase di realizzazione.
In particolare, durante tutta la trattazione, si fa riferimento alle Macro A3+A4, C e D, la cui locazione è riportata nella figura sottostante.
Tali "macro" sono state studiate sia a livello cinematico che statico, variando parametricamente in prima battuta la consistenza del terreno e valutando l'influenza delle costanti elastiche del suolo sul comportamento della struttura. L'unico vincolo progettuale è stato dettato dalla posizione delle rotaie delle gru impilatrici, responsabili del tracciamento dei giunti costruttivi.
La posizione degli stessi, legata alla soluzione costruttiva (cassoni prefabbricati + travi a "U" gettate in opera), ha consentito di definire dei "macromoduli" ottenuti con la solidarizzazione, tramite il getto dell'impalcato, di quattro cassoni di fondazione.
Tale soluzione permette la realizzazione di giunti con maglia di dimensione massima 49.5 m x 77.51 m.
L'impalcato, in tutta la zona della piattaforma a giorno, è previsto con una soletta, gettata in opera su predalles tralicciate, autoportanti per il peso della soletta, e contenenti l'armatura necessaria a sopportare i carichi d'esercizio. Lo spessore della soletta è di 80 cm, con armatura variabile in funzione delle caratteristiche statiche ad essa richieste nelle varie zone della piattaforma.
Le dalles, e di conseguenza la soletta, sono posate a loro volta su travi a "U" in c.a. disposte parallelamente al lato maggiore dei cassoni di fondazione e vincolate ai pilastri in c.a.

spiccati dagli stessi. Le travi a "U", di dimensioni 2.5 x 1.85 x 0.5 m di spessore, verranno gettate in opera sfruttando un cassero in c.a. prefabbricato inglobato nel getto finale.

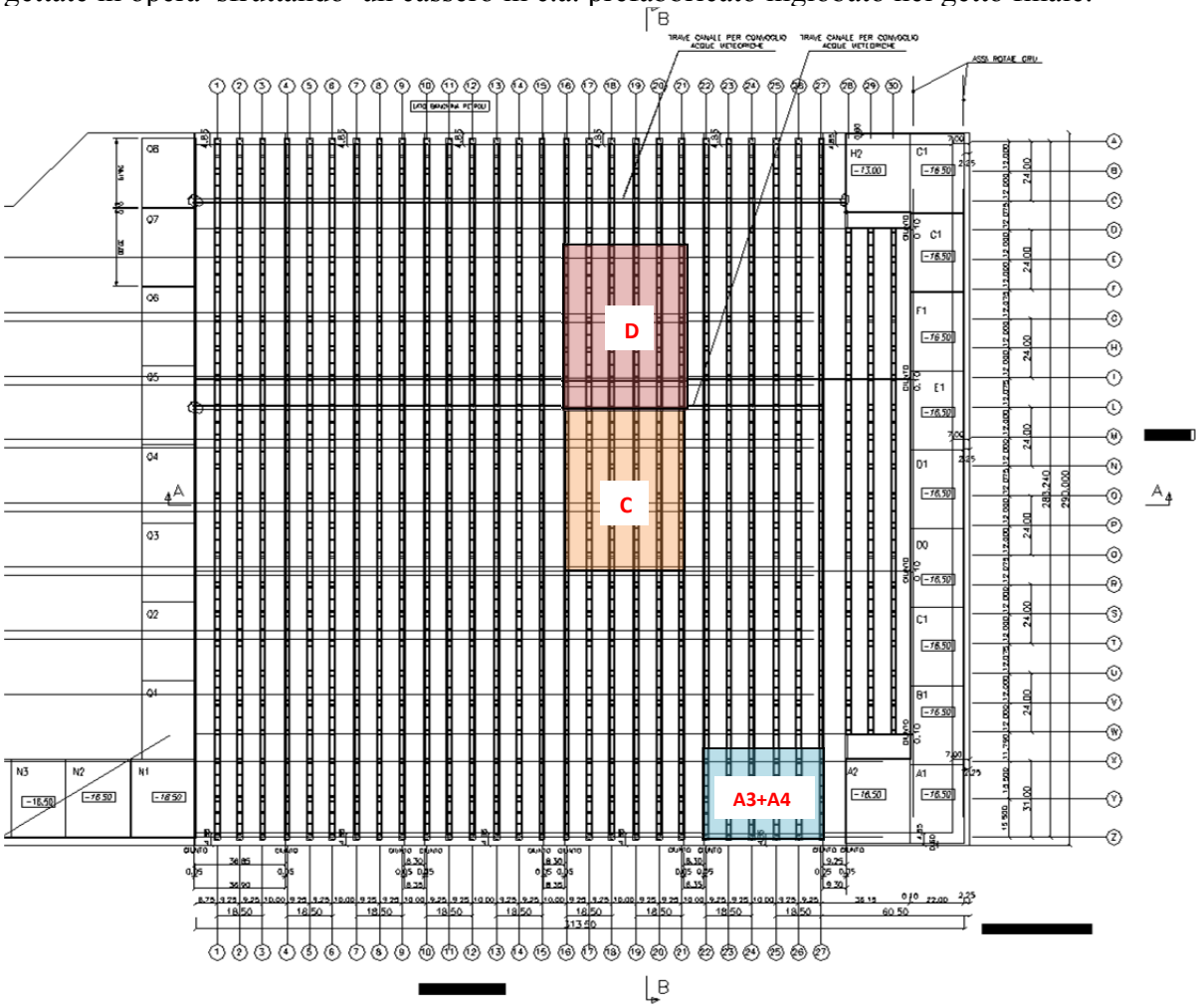


FIGURA 1-2 - MACRO-MODULI - POSIZIONE PLANIMETRICA

La relazione contiene l'analisi cinematica della macro "C" e "D" eseguita allo scopo di verificare la dimensione dei giunti inseriti nella piattaforma.

A tali risultati si è giunti attraverso l'analisi di sensibilità del terreno sotto le solette di fondazione dei cassoni, sviluppata facendo variare parametricamente le costanti elastiche del terreno.

A valle di questa analisi sono state dedotte le azioni interne negli elementi strutturali costituenti l'impalcato, sulla base delle quali sono state eseguite tutte le verifiche necessarie sia nei confronti degli stati limite ultimi che di quelli di esercizio.

In particolare, le verifiche hanno riguardato i seguenti elementi:

- Trave a cassone disposta lungo l'allineamento 18,appartenente alla macro C definita dagli allineamenti 16:21, L:Q - Parte 1 di 3, 2 di 3 e 3 di 3.
- Travi "cassero" per il getto della suddetta trave, tipo 2, 3 ed 8.

Le verifiche nei confronti degli stati limite d'esercizio sono state eseguite con particolare attenzione nei confronti dello stato limite di apertura delle fessure e di controllo delle tensioni d'esercizio del calcestruzzo e dell'acciaio.

Queste verifiche risultano fondamentali per salvaguardare la durabilità e la funzionalità della struttura nei confronti dei fenomeni di corrosione possibili in un ambiente aggressivo quale quello marino.

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Normativa

1. Decreto Ministero Infrastrutture 14/1/2008: "Norme tecniche per le costruzioni";
2. Circolare Ministeriale n°617 del 2/2/2009 C.S.LL.PP.: "Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14/01/2008";
3. International Standard ISO-12488-1 : Cranes - Tolerances for wheels and travel and traversing tracks
4. H. M. Westergaard. Water pressure on dams during earthquakes. Transaction of ASCE, (98), 1933.

2.2 Specifiche tecniche

5. VADAPMTCIV-CP-RP-001-6.5.1 - Vado Ligure Multi-Purpose Platform - Design Criteria
6. MI010P-PD-S-C-R-1001-C2 - Progetto Definitivo - Area a giorno - Cassoni reggispinta - Relazione di calcolo
7. MI010P-PD-G-Z-R-1111-C3 - Progetto Definitivo - Valutazione della pericolosità sismica e verifica di liquefazione
8. MI010P-PE-S-C-R-1004-C1 - Progetto Esecutivo Fase 1 - Cassoni reggispinta - Sovrastruttura - Relazione di calcolo
9. MI010P-PD-G-L-R-1109-C2 - Progetto Esecutivo - Relazione Meteomarina
10. Carichi indotti dalle onde sull'impalcato: risultati del modello fisico.
11. MI010P-PE-G-N-R-1102-C0 - Progetto Esecutivo Fase 1 - Dimensionamento delle strutture di accosto e verifica degli schemi di ormeggio

2.3 Disegni

12. Pianta generale impalcato - Sezioni AA e BB
13. V81003-D-M-9C-0001-0 - Vie di corsa scaricatori - Pianta fondazioni assieme
14. V81003-D-M-9C-0010-0 - Carichi vie di corsa scaricatori SB1- SB2
15. MI010P-PD-G-Z-D-0056-C3 - Progetto Definitivo - Planimetria di progetto - Tav.26
16. MI010P-PD-G-Z-D-0064-C3 - Progetto Definitivo - Planimetria di progetto - Tav.34
17. Sezione trasversale riempimento_02_Compluvio
18. MI010P-PD-G-Z-D-0010-C3 - Progetto Definitivo - Planimetria generale piattaforma
19. MI010P-PE-G-Z-D-1004-C1 - Progetto Esecutivo Fase 1 - Planimetria generale di piattaforma fase 1 - Quota finito

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo per cassoni di fondazione, cassoni reggispinta, pilastri, pulvini soletta:

CALCESTRUZZO C35/45

R_{ck} = 45,00 N / mm^2 resistenza caratteristica cubica
f_{ck} = 37,35 N / mm^2 resistenza caratteristica cilindrica
g_c = 1,50 - coefficiente di sicurezza parziale del cls per sezione interamente reagente
g_c = 1,60 - coefficiente di sicurezza parziale del cls per sezione parzializzata
a = 0,85 - coefficiente di riduzione delle tensioni allo S.L.U.
f_{cd} = 24,90 N / mm^2 resistenza di calcolo del cls
f_{c1d} = 21,17 N / mm^2 resistenza di calcolo a lunga durata
f_{ctm} = 3,35 N / mm^2 resistenza media a trazione semplice
f_{ctk} = 2,35 N / mm^2 resistenza caratteristica a trazione semplice
f_{ctd} = 1,56 N / mm^2 resistenza di calcolo a trazione semplice
f_{cfm} = 4,02 N / mm^2 resistenza media a trazione per flessione
f_{cfk} = 2,82 N / mm^2 resistenza caratteristica a trazione per flessione
f_{cfd} = 1,88 N / mm^2 resistenza di calcolo a trazione per flessione
E_{cm} = 34.625 N / mm^2 modulo elastico istantaneo del cls

VISCOSITA'
$F_{(infinito,t0)}$ = 2,00 (numero puro funzione di t_0, dell'umidità relativa e di h_0)

RITIRO
$e_{(cs,infinito)}$ = 0,00025 (numero puro funzione di R_{ck}, dell'umidità relativa e di h_0)

Calcestruzzo per travi in c.a.p.

CALCESTRUZZO C45/55
R_{ck} = 55,00 N / mm^2 resistenza caratteristica cubica
f_{ck} = 45,65 N / mm^2 resistenza caratteristica cilindrica

g_c = 1,50 - coefficiente di sicurezza parziale del cls per sezione interamente reagente
g_c = 1,60 - coefficiente di sicurezza parziale del cls per sezione parzializzata
a = 0,85 - coefficiente di riduzione delle tensioni allo S.L.U.
f_{cd} = 30,43 N / mm^2 resistenza di calcolo del cls
f_{c1d} = 25,87 N / mm^2 resistenza di calcolo a lunga durata
f_{ctm} = 3,83 N / mm^2 resistenza media a trazione semplice
f_{ctk} = 2,68 N / mm^2 resistenza caratteristica a trazione semplice
f_{ctd} = 1,79 N / mm^2 resistenza di calcolo a trazione semplice
f_{cfm} = 4,60 N / mm^2 resistenza media a trazione per flessione
f_{cfk} = 3,22 N / mm^2 resistenza caratteristica a trazione per flessione
f_{cfd} = 2,15 N / mm^2 resistenza di calcolo a trazione per flessione
E_{cm} = 36.416 N / mm^2 modulo elastico istantaneo del cls

VALORI DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE AL TRASFERIMENTO DELLA PRECOMPRESSIONE DETERMINATI SPERIMENTALMENTE (T_0=16 h)

$R_{ck\,j}$ = 42,50 N / mm^2 resistenza caratteristica cubica
$f_{ck\,j}$ = 35,28 N / mm^2 resistenza caratteristica cilindrica
$f_{ctm\,j}$ = 3,23 N / mm^2 resistenza media a trazione semplice
$f_{cfm\,j}$ = 3,87 N / mm^2 resistenza media a trazione per flessione
$E_{cm\,j}$ = 34.142 N / mm^2 tensione di progetto dell'acciaio da precompressione

VISCOSITA'
$F_{(infinito,t0)}$ = 2,00 (numero puro funzione di t_0, dell'umidità relativa e di h_0)

RITIRO
$e_{(cs,infinito)}$ = 0,00025 (numero puro funzione di R_{ck}, dell'umidità relativa e di h_0)
ACCIAIO PER C.A. PRECOMPRESSO FORNITO IN TREFOLI da 6/10" (1,39 cm^2)

f_{ptk} = 1.860 N / mm^2 tensione caratteristica di rottura
$f_{p(1)k}$ = 1.670 N / mm^2 tensione caratteristica all' 1% di deformazione totale
g_s = 1,15 N / mm^2 coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio

f_{pd} = 1.452 N / mm^3 resistenza di calcolo dell'acciaio
E_p = 190.000 N / mm^2 modulo elastico (trefoli a 7 fili)

ACCIAIO PER C.A. ORDINARIO B450C controllato in stabilimento

f_{yk} = 450 N / mm^2 tensione caratteristica di snervamento
f_{tk} = 540 N / mm^2 tensione caratteristica di rottura
g_s = 1,15 N / mm^2 coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio
f_{yd} = 391 N / mm^2 resistenza di calcolo dell'acciaio
E_s = 205.000 N / mm^2 modulo elastico

4. ANALISI DEI CARICHI

Carico	Load ID	Descrizione		U.M.
Peso Proprio G	G_1	Peso proprio del calcestruzzo della struttura	24.52	kN/m^3
	G_2	Peso proprio della pavimentazione	8.52	kN/m^2
	G_3	Peso proprio dell'acqua contenuta nei cassoni	10.1	kN/m^3
Carico variabile Q	Q_0	Sovraccarico variabile in fase costruttiva	2.0	kN/m^2
	Q_1	Sovraccarico variabile (SLE) Macro C,D - Analisi cinematica	7.5	t/m^2
	Q_2	Sovraccarico variabile (SLU) Macro C,D - Verifica impalcato	9.4	t/m^2
	Q_3	Sovraccarico variabile (SLE/SLU) Macro A3+A4	4.0	t/m^2
	Q_4	Sovraccarico variabile (SLE/SLU) Macro A3+A4	2.0	t/m^2
Carico termico T	T_1	Variazione termica	+20	°C
	T_2	Variazione termica	-8	°C
Sisma E	$E_{1X(Y)}$	Spettro di risposta elastico (SLD) T_R=50 anni - q=1.0	0.15	g
	$E_{2X(Y)}$	Spettro di risposta elastico (SLU) T_R=475 anni - q=1.0 q=2.5		
Cresta d'onda O	O_1	*T_R=5 anni (fase costruttiva) - Macro C*		
		Pressione orizzontale sulle travi - p_H	1.0	t/m^2
		Pressione verticale sulle travi - p_V	4.0	t/m^2
		Pressione su soletta - p_V (Dimensione fascia di carico 66x7m)	±1.0	t/m^2
	O_2	*T_R=250 anni (fase di esercizio) - Macro C*		
		Pressione orizzontale sulle travi - p_H	13.0	t/m^2
		Pressione verticale sulle travi - p_V	21.0	t/m^2
		Pressione su soletta - p_V (Dimensione fascia di carico 66x7m)	±3.0	t/m^2
	O_3	*T_R=5 anni (fase costruttiva) - Macro A_3+A_4*		
		Travi esterne		
		Pressione orizzontale sulle travi - p_H	1.0	t/m^2
		Pressione verticale sulle travi - p_V	8.0	t/m^2
		Travi interne		
		Pressione orizzontale sulle travi - p_H	8.0	t/m^2
		Pressione verticale sulle travi - p_V	13.0	t/m^2
		Pressione su soletta - p_V (Dimensione fascia di carico 66x7m)	±2.0	t/m^2

Carico	Load ID	Descrizione	U.M.	Carico
	O_4	*T_R=250 anni (fase di esercizio) - Macro A_3+A_4*		
		Travi esterne		

		Pressione orizzontale sulle travi - p_H	4.0	t/m^2
		Pressione verticale sulle travi - p_V	17.0	t/m^2
		Travi interne		
		Pressione orizzontale sulle travi - p_H	13.0	t/m^2
		Pressione verticale sulle travi - p_V	21.0	t/m^2
		Pressione su soletta - p_V (Dimensione fascia di carico 66x7m)	±3.0	t/m^2
Gru di piazzale RMG (Macro C+D) C_1	**C_1**	Interasse rotaia	22.498	m
		n°carrelli	4	
		n°ruote per carrello	4	
		Ruote:		
		F_V=carico verticale ruote=(420x4=1680 kN/carrello)/5.6m	300	kN/m
		F_X=carico orizzontale ruota (scarocciam.)=(260 kN/angolo)/5.6	46.5	kN/m
		Storm pin: (carico locale)		
		F_X	320	kN
Gru Banchina Rinfuse SB (Macro A3+A4) C_2	**C_{21}**	Interasse rotaia	20.5	m
		Distanza gru lato mare - filo banchina	2.5	m
		Condizione di esercizio - Vento v=90 Km/h		
		Ruote lato mare		
		F_V=carico verticale ruote=((730x8 ruote)x2)/22m	531	kN/m
		F_X=carico trasversale ruote=((75x8 ruote)x2)/22m	54.6	kN/m
		F_Y=carico longitudinale ruote=((75x8 ruote)x2)/22m	54.6	kN/m
		Ruote lato banchina		
		F_V=carico verticale ruote=((580x8 ruote)x2)/22m	422	kN/m
		F_X=carico trasversale ruote=((60x8 ruote)x2)/22m	43.7	kN/m
		F_Y=carico longitudinale ruote=((75x8 ruote)x2)/22m	54.6	kN/m
		Respingenti		
		F_X	850	kN
		Fondazioni		
		F_X	2000	kN

Carico	Load ID	Descrizione	U.M.	Carico
		Condizione "Uragano" - Vento v=180 Km/h		
		Ruote lato mare		
		F_V=carico verticale ruote=((800x8 ruote)x2)/22m	582	kN/m
		F_X=carico trasversale ruote=((80x8 ruote)x2)/22m	58.2	kN/m
		F_Y=carico longitudinale ruote=((80x8 ruote)x2)/22m	58.2	kN/m

		Ruote lato banchina		
		F_V=carico verticale ruote=((770x8 ruote)x2)/22m	560	kN/m
		F_X=carico trasversale ruote=((80x8 ruote)x2)/22m	58.2	kN/m
		F_Y=carico longitudinale ruote=((80x8 ruote)x2)/22m	58.2	kN/m
		Pin "anti-uragano"		
		F_X	400	kN
		Fondazioni		
		F_X	2000	kN
Gru Banchina STS (Macro A3+A4) C_3	**C_{31}**	Interasse rotaia	30.48	m
		Distanza gru lato mare - filo banchina	3.5	m
		Condizione di esercizio - Vento v=90 Km/h		
		Ruote		
		F_V=carico verticale ruote=((850x1.3=1105 kN/ruota)x16 ruote)/22m	804	kN/m
		F_X=carico trasversale ruote=(175 kN/ruota x 16 ruote)/22m	127	kN/m
		F_Y=carico longitudinale ruote=348 kN/rail /22m	16	kN/m
		Respingenti		
		F_X	1200	kN
	C_{32}			
		Condizione "Storm" - Vento v=180 Km/h		
		Ruote		
		F_V=carico verticale ruote=((950x1.3=1235 kN/ruota)x16 ruote)/22m	900	kN/m
		F_X=carico trasversale ruote=(175 kN/ruota x 16 ruote)/22m	127	kN/m
		F_Y=carico longitudinale ruote=(175 kN/ruota x 16 ruote)/22m	127	kN/m
		Respingenti		
		F_X	1200	kN

Carico	Load ID	Descrizione	U.M.	Carico
	C_{33}			
		Condizione "Uragano" - Vento v=180 Km/h		
		Ruote		
		F_V=carico verticale ruote=((950x1.3=1235 kN/ruota)x16 ruote)/22m	900	kN/m
		F_X=carico trasversale ruote=(175 kN/ruota x 16 ruote)/22m	127	kN/m
		F_Y=carico longitudinale ruote=(175 kN/ruota x 16 ruote)/22m	127	kN/m
		Pin "anti-uragano"		

		F_X	1800	kN
Carico locale containers F	**F**	*Dimensioni container:*		
		Larghezza	2.5	m
		Lunghezza	6.0	m
		F_V = carico 4 "piedi" affiancati=2.5x6x9.4	141.0	t
Bitte (Macro A3+A4) B	**B**	Bitta d'ormeggio	1500	kN
		Interasse bitte d'ormeggio	19	m
		Quota di applicazione del tiro bitta	5.1	m s.l.m.
		Inclinazione tiro - piano orizzontale	0-180	°
		Inclinazione tiro - piano verticale	-20÷+70	°
Parabordi (Macro A3+A4) P	**P**	Reazione parabordo (Tipo SCN 1600)	2355	kN
		Reazione parabordo (Tipo SCN 1300)	1638	m
		Interasse parabordi	19.0	m
		Quota parabordo	2.5	m s.l.m.

TABELLA 4-1 - ANALISI DEI CARICHI

5. COMBINAZIONI DI CARICO

In accordo con le NTC 2008 (Ref.1), ai fini delle verifiche agli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni (Par.2.5.3):

- Combinazione fondamentale (SLU) :

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

- Combinazione caratteristica rara (SLE):

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

- Combinazione frequente (SLE):

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

- Combinazione quasi permanente (SLE):

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

- Combinazione sismica:

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

I coefficienti γ e ψ sono stati dedotti dalle seguenti tabelle (Cap. 2 NTC2008):

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{Gi}	0.9	1.0	1.0
	sfavorevoli		1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti non strutturali	favorevoli	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	sfavorevoli		1.5	1.5	1.3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	sfavorevoli		1.5	1.5	1.3

TABELLA 5-1 - COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI O PER L'EFFETTO DELLE AZIONI NELLE VERIFICHE AGLI SLU

Categoria/azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0.7	0.5	0.3
Categoria B Uffici	0.7	0.5	0.3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0.7	0.7	0.6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0.7	0.7	0.6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso residenziale	1.0	0.9	0.8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤30 kN)	0.7	0.7	0.6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso >30 kN)	0.7	0.5	0.3
Categoria H Coperture	0.0	0.0	0.0
Vento	0.6	0.2	0.0
Neve (a quota ≤1000 m s.l.m.)	0.5	0.2	0.0
Neve (a quota >1000 m s.l.m.)	0.7	0.5	0.2
Variazioni termiche	0.6	0.5	0.0
Tiro Bitta/Parabordo	0.6	0.2	0.0
Onde	0.6	0.2	0.0
Gru	0.7	0.7	0.6

TABELLA 5-2 - VALORI DEI COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE

6. ANALISI DELLE MACRO "C"+ "D"

6.1 Generalità

Dal punto di vista cinematico, la struttura oggetto di studio è costituita dall'insieme di due "macro-moduli" identificati come modulo "C" e modulo "D". Ciascun elemento è costituito da quattro cassoni solidarizzati tramite il getto dell'impalcato.
L'insieme è compreso tra sei allineamenti trasversali (da 16 a 21) e dieci longitudinali (da "D" ad "Q"), vedi Fig.6.1.

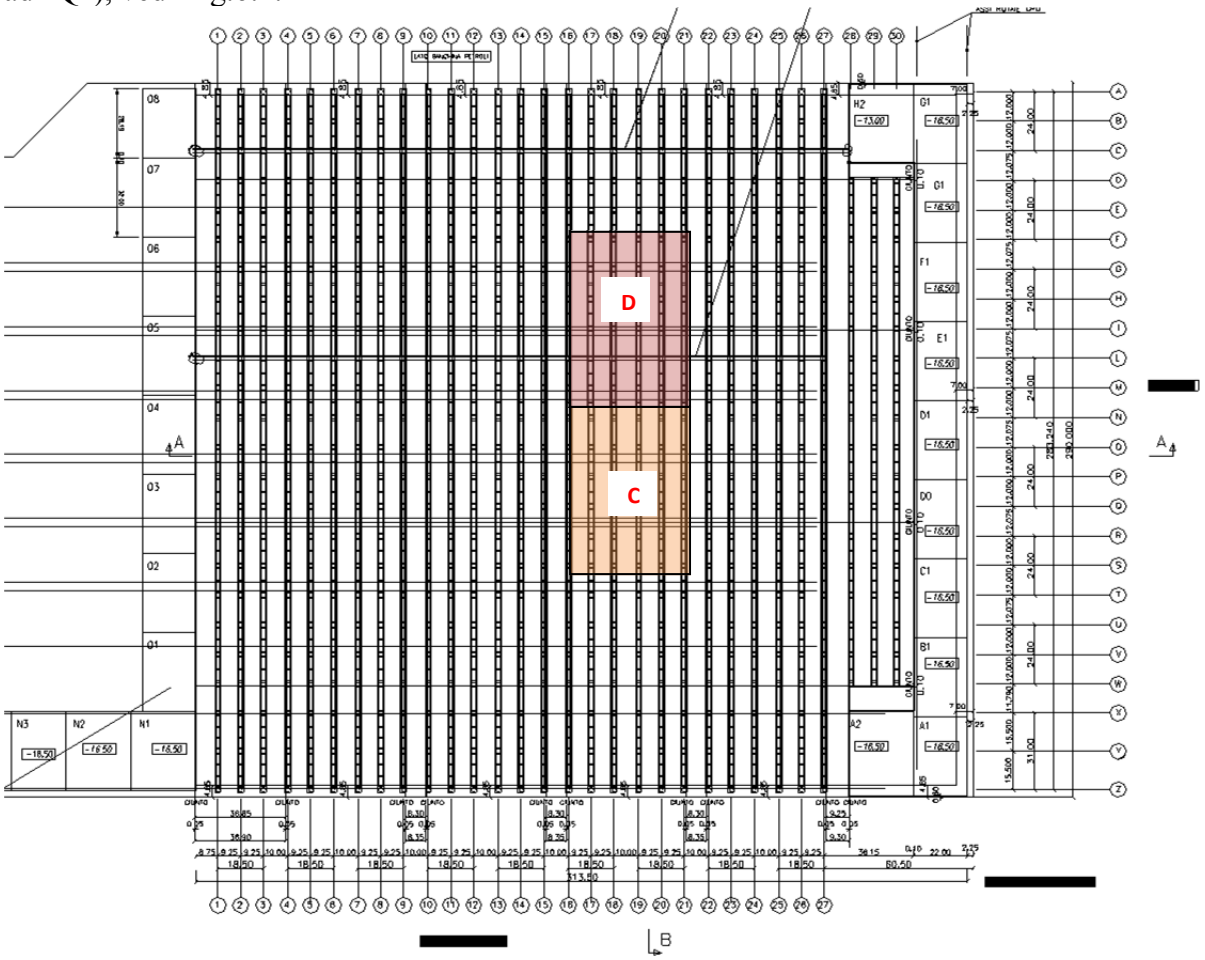


FIGURA 6-1 - MACRO-MODULI "C"+"D" - POSIZIONE PLANIMETRICA

Il modulo "C", individuato dai cassoni D5-D6:E5-E6 e compreso trasversalmente tra gli allineamenti "16" e "21" e longitudinalmente tra le file L e Q, presenta dimensioni pari a 57m

x 65.82 m è connesso al modulo, a sua volta compreso tra gli allineamenti "16" ed "21" e trasversalmente tra le file D e I, con dimensioni di 57m x 62.59 m.

La quota di affondamento di questa porzione di piattaforma è variabile tra i -13.0 m ed i -9.50 m per i cassoni della macro D. La quota massima sul pelo libero dell'acqua al fine di garantire le condizioni di esercizio è stata posta a +4.50 m s.l.m..

Mediante l'utilizzo del software di calcolo è stata effettuata una prima analisi parametrica in cui è stato valutato il comportamento cinematico al variare delle costanti elastiche del suolo rispetto ai valori standard. Successivamente, sono stati individuati gli spostamenti assoluti e relativi di alcune zone critiche dell'impalcato, quali il corridoio centrale e la soletta di transizione tra le macro C e D, in modo tale da rendere possibile il dimensionamento dei giunti di dilatazione.

Infine, è stata dedicata particolare attenzione alle azioni interne agenti negli elementi strutturali quali le travi a cassone e la soletta di impalcato, sulla base quelle quali sarà poi sviluppata la fase di progetto e verifica successiva.

6.2 Modello F.E.M

L'analisi della struttura è stata eseguita realizzando un modello analitico ad elementi finiti trave e piastra con il programma di calcolo SAP.
Il modello analitico include ogni elemento costituente i moduli: i cassoni, le travi a C di sostegno dell'impalcato e l'impalcato stesso.
I cassoni sono stati modellati con elementi bidimensionali sia per rappresentare la platea di fondazione che per definire le pareti laterali, necessarie per meglio simulare la rigidezza globale del cassone stesso. I pilastri, connessi a platea e pareti, sono rappresentati tramite elementi monodimensionali (beam).
Il piano dell'impalcato è stato modellato tramite elementi piastra i cui nodi sono riferiti al piano medio dello stesso. Le travi a "C" di sostegno sono state connesse ai nodi delle piastre, applicando i valori di eccentricità (off-set) agli estremi degli elementi per ottenerne il giusto posizionamento.

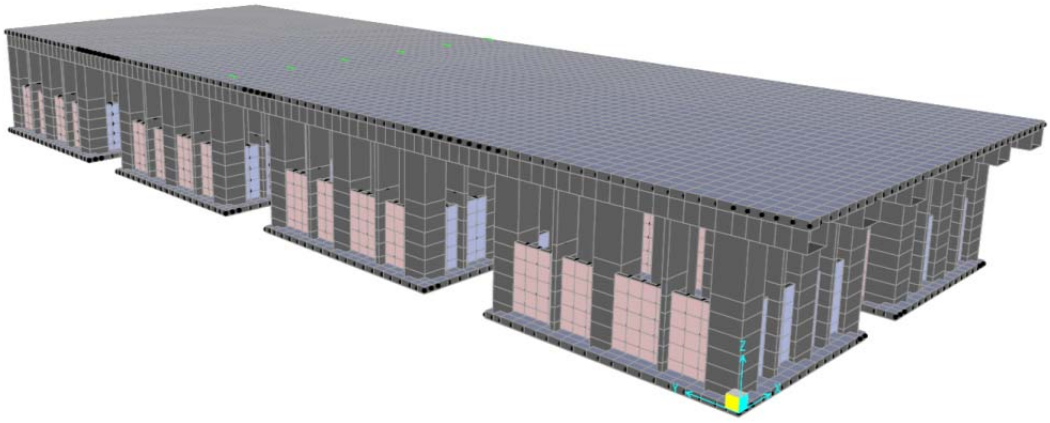


FIGURA 6-2 - MACRO-MODULI "C"+"D" - MODELLO 3D

6.2.1 Vincoli

Il fondale marino al di sotto dei "macroelementi", è stato modellato mediante l'applicazione di molle di Winkler traslazionali nelle tre direzioni X,Y e Z.

La rigidezza di tali molle è stata dedotta dalla relazione di calcolo del progetto definitivo dei cassoni reggispinta (Ref.6) da cui risultano due valori di costante di sottofondo misurati sotto l'impronta della platea di fondazione di ciascun cassone :

- 13000 kN/m^3: in corrispondenza di una fascia più esterna di larghezza pari a 5 m
- 8000 kN/m^3 : in corrispondenza della zona centrale

In direzione orizzontale è stata assunta una rigidezza pari al 50% di quella in verticale.

Questi valori di costante elastica sono stati assunti come valori standard e saranno richiamati successivamente con la simbologia K_v*.

Al fine di studiare il comportamento cinematico della struttura, è stata effettuata una parametrizzazione variando le costanti elastiche della molla verticale dal 50, al 100% al 150% di Kv* e le molle orizzontali dal 30, al 50 al 100% della molla verticale.

Lo stesso studio è stato realizzato sia per quanto riguarda condizioni di carico statiche che condizioni di carico sismiche.

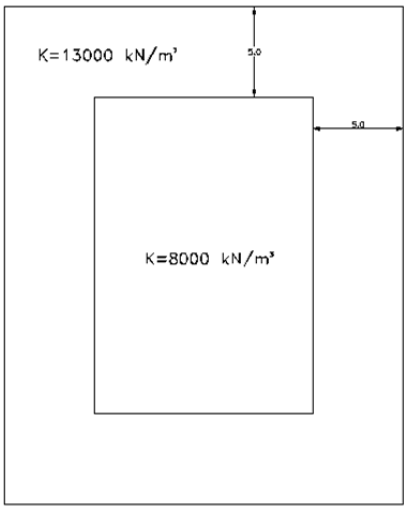


FIGURA 6-3 - COSTANTI ELASTICHE DEL TERRENO

6.2.2 Carichi Applicati

Sono state definite 6 condizioni di carico base per rappresentare le varie tipologie di carichi agenti sulla struttura, queste rappresentano il carico relativo alla struttura in cemento armato, la pavimentazione dell'impalcato, l'acqua contenuta tra le pareti dei cassoni, il carico variabile agente.
Di seguito si riporta la descrizione di ciascuna condizione di carico applicata al modello:

G_1 - Peso proprio della struttura in C.A. (cassoni+travi+impalcato)

Rappresenta il carico dovuto alla struttura. Il valore viene definito automaticamente dal programma SAP;

G_2 - Peso della copertura

Rappresenta il carico dovuto allo strato di copertura dell'impalcato, definito pari a 8,25 kN/m^2;

G_3 - Peso dell'acqua contenuta nel cassone

Rappresenta il carico dovuto all'acqua contenuta tra le pareti del cassone;

Q_1 - Live Load 7.5 t/m^2

Rappresenta il carico variabile considerato per la verifica di cedimento dei cassoni;

Q_2 - Live Load 9.4 t/m^2

Rappresenta il carico variabile considerato per le verifiche strutturali dell'impalcato;

L'analisi di cedimento dei cassoni ha richiesto un'analisi " a scacchiera" dei carichi variabili Q_1 e Q_2 agente sull'impalcato dei moduli. In particolare si sono definite 10 configurazioni di carico per ciascun modulo, individuate nello schema rappresentato nelle Fig. 6.4 e 6.5:

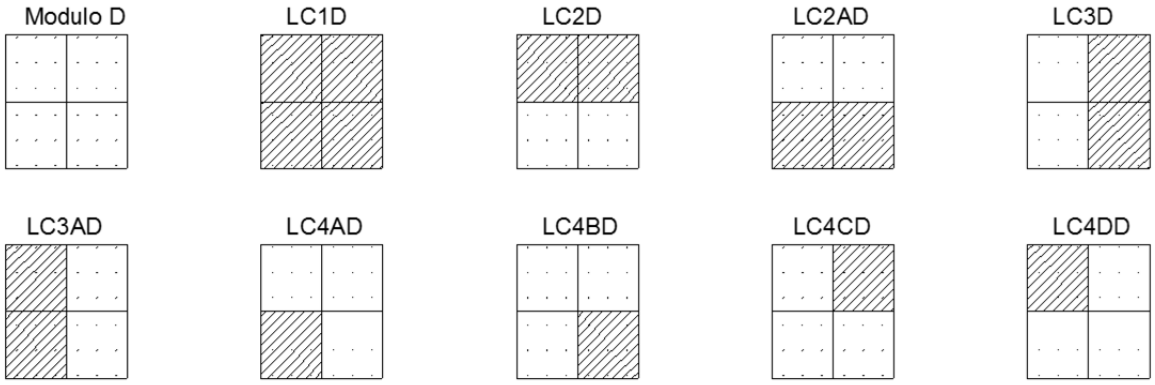


FIGURA 6-4 - LC5-LC6 - CONDIZIONE A "SCACCHIERA" MODULO "D"

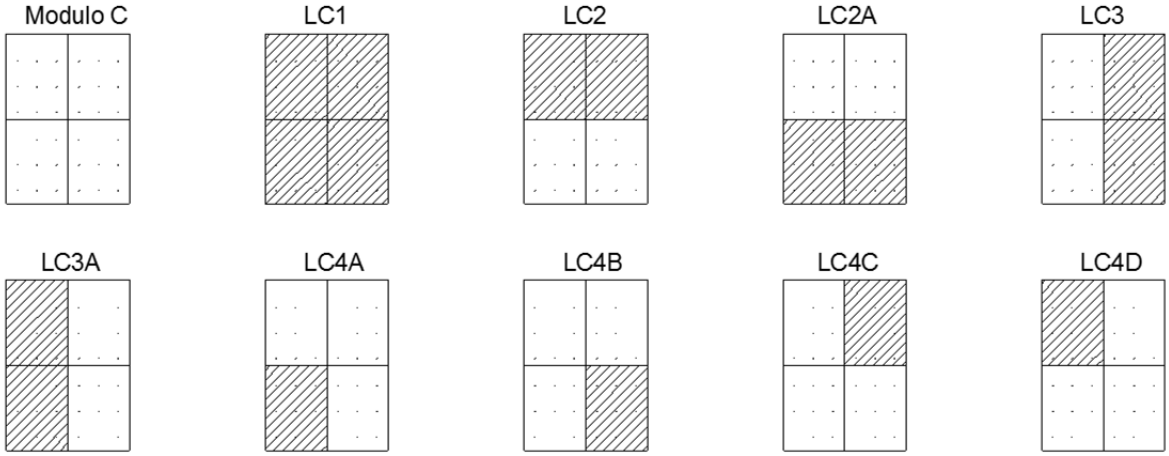


FIGURA 6-5 - LC5-LC6 - CONDIZIONE A "SCACCHIERA" MODULO "C"

T_1 - Variazione termica ΔT=+20°C

Rappresenta il carico dovuto alla variazione termica ΔT=+20°C. E' applicato alle travi ed all'impalcato.

T_1 - Variazione termica ΔT=-8°C

Rappresenta il carico dovuto alla variazione termica ΔT=-8°C. E' applicato alle travi ed all'impalcato.

E - Azione sismica

L'azione sismica impiegata per l'analisi cinematica e le verifiche agli stati limite ultimi deriva dallo spettro elastico definito nella relazione geotecnica contenuta nel documento "MI010P-PD-G-Z-R-1111-C3".

In particolare è stato considerato uno spettro di risposta elastico dedotto per un tempo di ritorno di 475 anni, eventualmente ridotto del fattore di struttura q=2.5 per quanto riguarda le analisi agli stati limite ultimi.

Il grafico seguente riporta gli spettri impiegati nelle analisi con fattore di struttura q=1.0 e q=2.5.

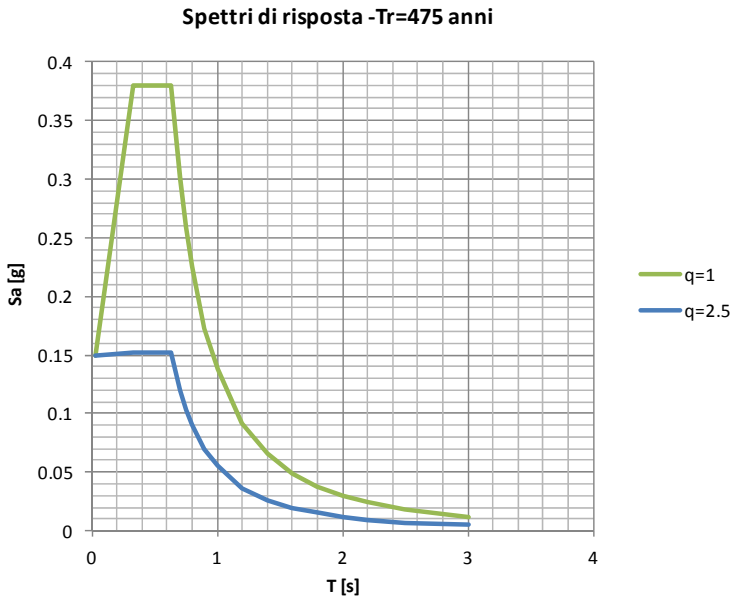


FIGURA 6-6 - GRAFICO SPETTRI DI PROGETTO PER ANALISI CINEMATICA E VERIFICHE SLU

Per quanto riguarda invece gli elementi dell'impalcato, le verifiche sismiche in esercizio sono state effettuate considerando lo stato limite di danno (SLD) per la struttura.

E' stato considerato dunque uno spettro elastico con fattore di struttura q=1.0 commisurato ad un sisma con tempo di ritorno pari a T_R=50anni.

Lo spettro è stato definito in accordo con le Norme Tecniche per le Costruzioni utilizzando i parametri del sito interessato dall'opera già definiti nella relazione geotecnica.

Il grafico seguente riporta l'andamento dello spettro allo stato limite di danno (SLD) utilizzato nella determinazione delle azioni sollecitanti in esercizio.

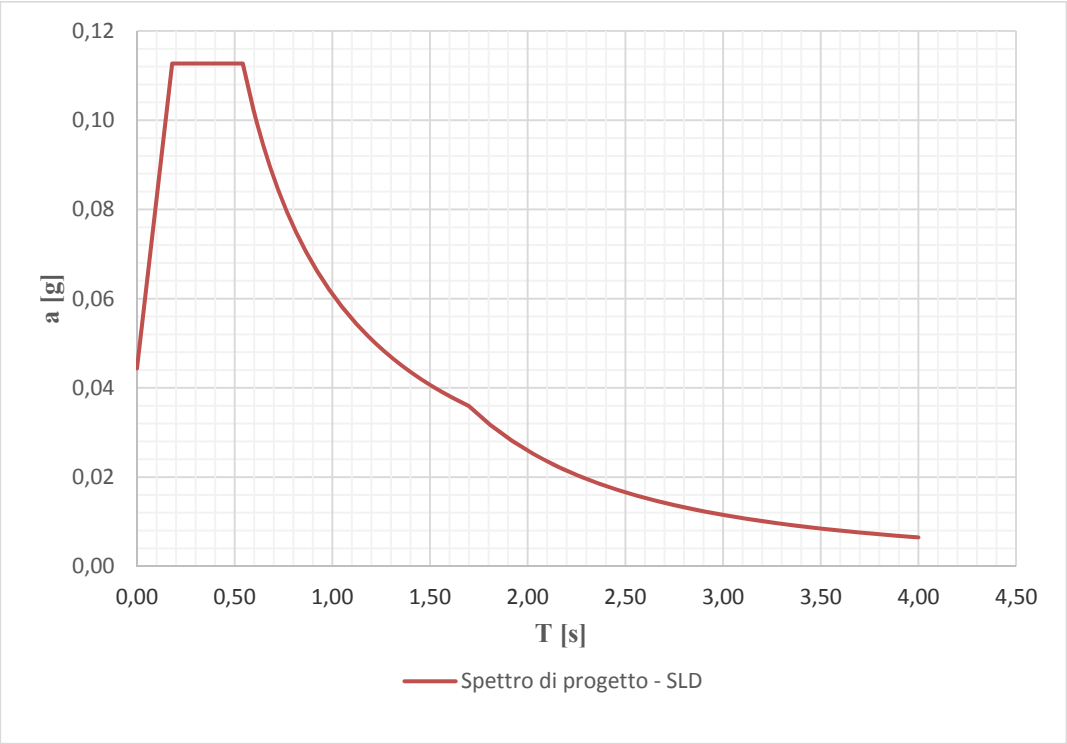


FIGURA 6-7 - SPETTRO DI PROGETTO ALLO STATO LIMITE DI DANNO- SLD

C_1 - Carico Gru impilatrici RMG

Rappresenta il carico variabile dovuto al passaggio sui binari delle gru adibite allo stoccaggio dei containers di tipo RMG;

Per quanto riguarda le analisi di spostamento globali, il carico è stato ripartito uniformemente lungo tutta la lunghezza del binario di interesse con un carico di 300 kN/m.

Localmente, è stata studiata la ripartizione del carico attraverso la soletta a partire dall'estensione del treno di ruote.

La deduzione di tale carico è stata riportata nei capitoli seguenti, relativamente allo studio delle azioni interne dell'impalcato e delle travi.

Riepilogando, sono coivolti i seguenti carichi

Modulo "C":

Condizione Carico (C)	Lc	Peso [kN]
Peso Proprio "MACRO"	G_1	245223.0
P.P. Copertura (8.25 kN/m^2)	G_2	36447.0
Acqua contenuta nei cassoni	G_3	148725.0
Live Load - 7.5 t/m^2 (Cond.pieno carico)	Q_1	325053.0
Live Load - 9.4 t/m^2 (Cond.pieno carico)	Q_{10}	407400.0

TABELLA 6-1 - RISULTANTI DEI CARICHI - MODULO "C"

Modulo "D":

Condizione Carico (D)	Lc	Peso [kN]
Peso Proprio "MACRO"	G_1	222325.0
P.P. Copertura (8.25 kN/m^2)	G_2	29428.0
Acqua contenuta nei cassoni	G_3	148725.0
Live Load - 7.5 t/m^2 (Cond.pieno carico)	Q_1	262446.0
Live Load - 9.4 t/m^2 (Cond.pieno carico)	Q_{10}	328933.0

TABELLA 6-2 - RISULTANTI DEI CARICHI - MODULO "D"

6.2.3 Convenzioni di segno del software di calcolo SAP2000

Elementi frames:

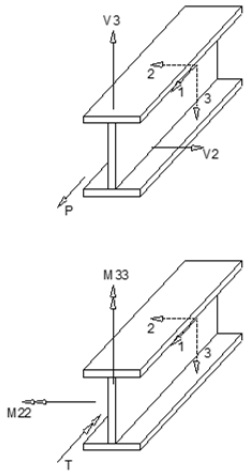


FIGURA 6-8 - SAP2000 - CONVENZIONI DI SEGNO ELEMENTI FRAMES

Elementi shells:

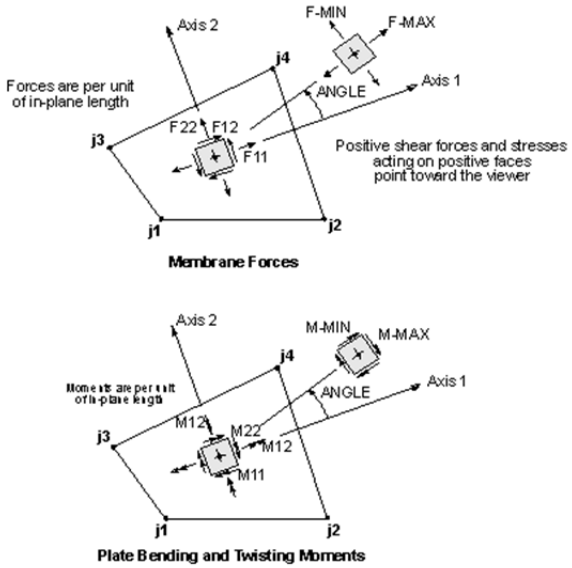


FIGURA 6-9 - SAP 2000 - CONVENZIONI DI CARICO ELEMENTI SHELL

6.3 Analisi parametrica degli spostamenti

6.3.1 Analisi parametrica statica

L'analisi di sensibilità è stata effettuata confrontando, al variare del valore di costante elastica delle molle verticali ed orizzontali del terreno, gli spostamenti sul bordo destro dell'impalcato.
Per ciascuna delle nove condizioni di vincolo, sono stati dedotti dei grafici significativi riportanti il comportamento della struttura.

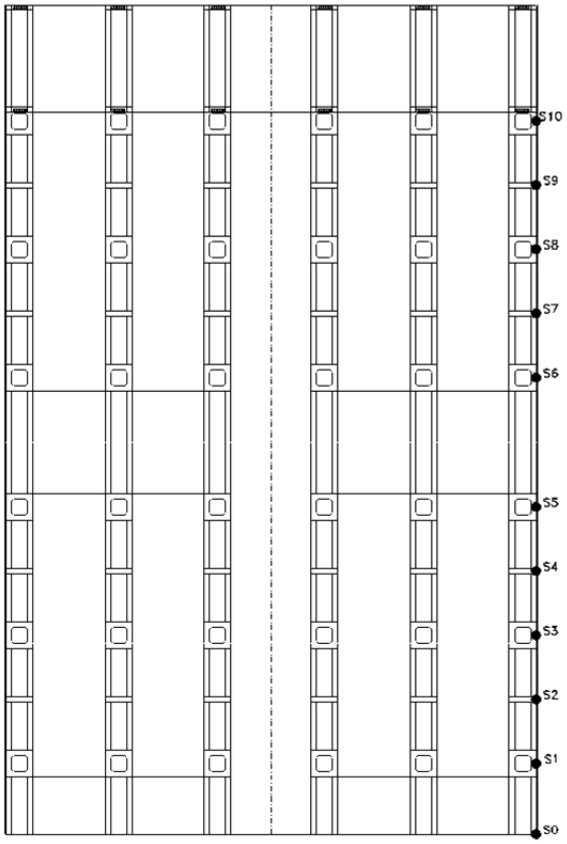


FIGURA 6-10 - MACRO C+D : PUNTI OGGETTO DI INDAGINE D0-D1

6.3.2 Combinazioni di carico accidentale Macro C e D

Durante l'analisi cinematica sono state impiegate le seguenti combinazioni di carico:

Comb..	Peso proprio	Casi di carico elementari - Modulo D									Casi di carico elementari - Modulo C								
		LC1D	LC2D	LC2AD	LC3D	LC3AD	LC4AD	LC4BD	LC4CD	LC4DD	LC1	LC2	LC2A	LC3	LC3A	LC4A	LC4B	LC4C	LC4D
COO1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0
COO2	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
COO3	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
COO4	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
COO5	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0
COO6	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0
COO7	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0
COO8	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0
COO9	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1
CO11	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0
CO12	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
CO13	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
CO14	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
CO15	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0
CO16	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0
CO17	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0
CO18	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0
CO19	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1
CO21	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0
CO22	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
CO23	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
CO24	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
CO25	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0
CO26	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0
CO27	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0
CO28	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0
CO29	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1
CO31	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0
CO32	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
CO33	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
CO34	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
CO35	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0
CO36	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0
CO37	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0
CO38	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0
CO39	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1
CO41	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0
CO42	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
CO43	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
CO44	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
CO45	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0
CO46	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0
CO47	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0
CO48	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0
CO49	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1
CO51	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0
CO52	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
CO53	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
CO54	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
Comb..	**Peso proprio**	Casi di carico elementari - Modulo D									Casi di carico elementari - Modulo C								
		LC1D	LC2D	LC2AD	LC3D	LC3AD	LC4AD	LC4BD	LC4CD	LC4DD	LC1	LC2	LC2A	LC3	LC3A	LC4A	LC4B	LC4C	LC4D
O55	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0

CO56	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0
CO57	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0
CO58	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0
CO59	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1
CO61	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0
CO62	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
CO63	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
CO64	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
CO65	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0
CO66	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0
CO67	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0
CO68	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0
CO69	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1
CO71	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0
CO72	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
CO73	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
CO74	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
CO75	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0
CO76	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0
CO77	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0
CO78	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0
CO79	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1
CO81	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0
CO82	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0
CO83	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0
CO84	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0
CO85	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0
CO86	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0
CO87	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0
CO88	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0
CO89	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1
C101	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C102	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C103	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C104	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C105	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C106	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C107	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C108	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C109	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C201	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0
C202	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
C203	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
C204	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
C205	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0
C206	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0
C207	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0
C208	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0
C209	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1

TABELLA 6-3 - COMBINAZIONI DI CARICO - MACRO "C"+"D"

6.3.3 Caso 1 : Caso standard Kz=100% Kv*

Si rilevano gli spostamenti massimi e minimi nelle tre direzioni per tutte le condizioni di carico studiate nelle condizioni sotto riportate:

- K_z=100% - K_x=K_y=100% K_z* (caso "standard")
- K_z=100% - K_x=K_y=50% K_z*
- K_z=100% - K_x=K_y=30% K_z*

Spostamenti massimi e minimi assoluti in direzione X, Y e Z

K_h=100%

Nodi	U_x [cm]		U_y [cm]		U_z [cm]	
	max	*min*	*max*	*min*	*max*	*min*
D0	0.33	-0.33	-0.09	-0.58	-1.27	-3.18
D1	0.31	-0.31	-0.09	-0.58	-1.11	-2.66
D2	0.29	-0.30	-0.09	-0.57	-1.07	-2.52
D3	0.28	-0.29	-0.09	-0.57	-1.01	-2.42
D4	0.27	-0.28	-0.09	-0.57	-0.97	-2.38
D5	0.27	-0.27	-0.09	-0.57	-0.93	-2.36
D6	0.26	-0.26	-0.10	-0.57	-1.03	-2.42
D7	0.26	-0.26	-0.10	-0.58	-0.99	-2.36
D8	0.25	-0.26	-0.10	-0.58	-0.92	-2.28
D9	0.25	-0.25	-0.11	-0.58	-0.86	-2.25
D10	0.24	-0.25	-0.12	-0.58	-0.77	-2.21

TABELLA 6-4 - K_V=100% - K_H=100% - SPOSTAMENTI ASSOLUTI

K_h=50%

Nodi	U_x [cm]		U_y [cm]		U_z [cm]	
	max	*min*	*max*	*min*	*max*	*min*
D0	0.34	-0.34	-0.09	-0.56	-1.20	-3.14
D1	0.32	-0.32	-0.09	-0.56	-1.10	-2.62
D2	0.30	-0.31	-0.09	-0.56	-1.04	-2.50
D3	0.29	-0.29	-0.09	-0.55	-0.99	-2.41
D4	0.28	-0.29	-0.09	-0.55	-0.96	-2.38
D5	0.28	-0.28	-0.09	-0.55	-0.93	-2.36
D6	0.27	-0.27	-0.09	-0.56	-1.01	-2.41
D7	0.26	-0.27	-0.09	-0.56	-0.97	-2.36
D8	0.26	-0.26	-0.10	-0.56	-0.92	-2.29
D9	0.25	-0.26	-0.10	-0.56	-0.88	-2.27
D10	0.25	-0.25	-0.10	-0.56	-0.82	-2.24

TABELLA 6-5 - K_V=100% - K_H=50% - SPOSTAMENTI ASSOLUTI

K_h=30%

Nodi	U_x [cm]		U_y [cm]		U_z [cm]	
	max	*min*	*max*	*min*	*max*	*min*
D0	0.34	-0.35	-0.08	-0.54	-1.15	-3.10
D1	0.32	-0.33	-0.08	-0.54	-1.08	-2.59
D2	0.31	-0.31	-0.08	-0.54	-1.02	-2.48
D3	0.29	-0.30	-0.08	-0.54	-0.97	-2.39
D4	0.29	-0.29	-0.08	-0.54	-0.94	-2.37
D5	0.28	-0.28	-0.08	-0.54	-0.92	-2.36
D6	0.27	-0.27	-0.08	-0.54	-0.98	-2.40
D7	0.27	-0.27	-0.09	-0.54	-0.96	-2.36
D8	0.26	-0.27	-0.09	-0.54	-0.91	-2.29
D9	0.26	-0.26	-0.09	-0.54	-0.89	-2.29
D10	0.26	-0.26	-0.09	-0.54	-0.84	-2.28

TABELLA 6-6 - K_V=100% - K_H=30% - SPOSTAMENTI ASSOLUTI

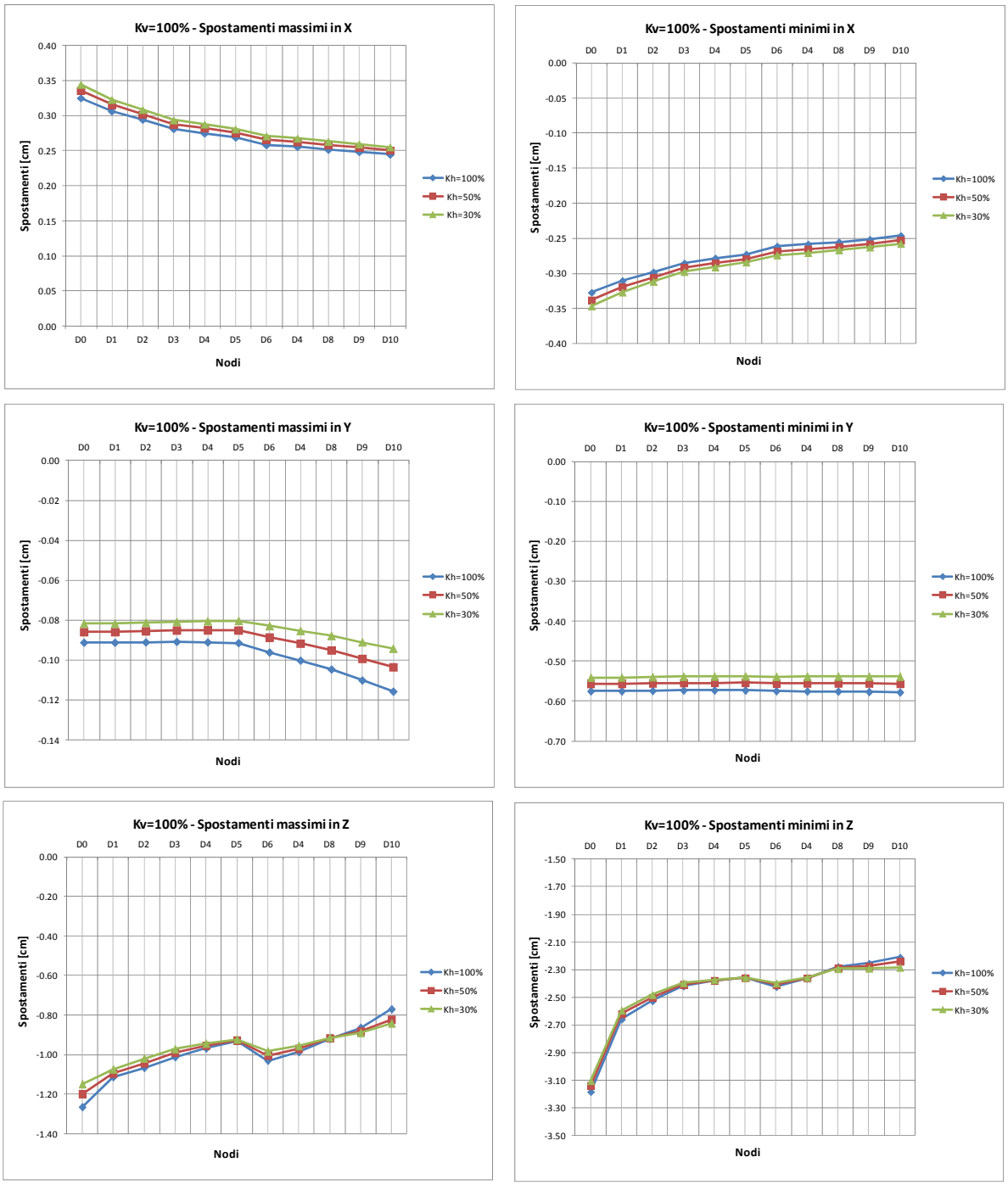


FIGURA 6-11 - K_V=100% - GRAFICI COMPARATIVI SPOSTAMENTI ASSOLUTI

Caso 2 : Kz=50% Kv*

Si rilevano gli spostamenti dei punti indicati applicando ai nodi della platea di fondazione delle molle traslazionali verticali di costante elastica pari al 50% di quella dedotta dalla relazione geotecnica e molle orizzontali di rigidezza pari, di volta in volta, al 100%, al 50% ed al 30% di quella della molla verticale.

- Kz=50% - Kx=Ky=100% Kz
- Kz=50% - Kx=Ky=50% Kz
- Kz=50% - Kx=Ky=30% Kz

Spostamenti massimi e minimi assoluti in direzione X, Y e Z

K_h=100%

Nodi	U_x [cm]		U_y [cm]		U_z [cm]	
	max	*min*	*max*	*min*	*max*	*min*
D0	0.77	-0.77	-0.16	-1.15	-2.34	-5.93
D1	0.73	-0.73	-0.16	-1.15	-2.15	-5.26
D2	0.70	-0.70	-0.16	-1.15	-2.08	-5.05
D3	0.68	-0.68	-0.16	-1.14	-2.00	-4.87
D4	0.66	-0.67	-0.16	-1.14	-1.90	-4.75
D5	0.65	-0.65	-0.16	-1.14	-1.83	-4.68
D6	0.62	-0.62	-0.16	-1.15	-1.93	-4.71
D7	0.61	-0.61	-0.17	-1.15	-1.84	-4.60
D8	0.59	-0.60	-0.18	-1.15	-1.72	-4.46
D9	0.58	-0.58	-0.18	-1.15	-1.58	-4.39
D10	0.57	-0.57	-0.19	-1.15	-1.38	-4.30

TABELLA 6-7 - K_V=50% - K_H=100% - SPOSTAMENTI ASSOLUTI

K_h=50%

Nodi	U_x [cm]		U_y [cm]		U_z [cm]	
	max	min	max	min	max	min
D0	0.80	-0.80	-0.13	-1.10	-2.17	-5.82
D1	0.76	-0.76	-0.13	-1.10	-2.09	-5.15
D2	0.73	-0.73	-0.13	-1.10	-2.02	-4.98
D3	0.71	-0.71	-0.13	-1.09	-1.93	-4.83
D4	0.69	-0.69	-0.13	-1.09	-1.85	-4.75
D5	0.67	-0.67	-0.13	-1.09	-1.80	-4.68
D6	0.64	-0.65	-0.13	-1.10	-1.88	-4.70
D7	0.63	-0.63	-0.14	-1.10	-1.81	-4.62
D8	0.61	-0.62	-0.14	-1.10	-1.72	-4.51
D9	0.60	-0.60	-0.15	-1.10	-1.65	-4.46
D10	0.58	-0.59	-0.15	-1.10	-1.53	-4.39

TABELLA 6-8 - K_V=50% - K_H=50% - SPOSTAMENTI ASSOLUTI

K_h=30%

Nodi	U_x [cm]		U_y [cm]		U_z [cm]	
	max	*min*	*max*	*min*	*max*	*min*
D0	0.82	-0.83	-0.11	-1.06	-2.04	-5.75
D1	0.78	-0.78	-0.11	-1.06	-2.04	-5.08
D2	0.74	-0.75	-0.11	-1.06	-1.96	-4.93
D3	0.72	-0.73	-0.11	-1.06	-1.88	-4.80
D4	0.70	-0.71	-0.11	-1.06	-1.82	-4.74
D5	0.69	-0.69	-0.11	-1.06	-1.77	-4.68
D6	0.66	-0.66	-0.11	-1.06	-1.83	-4.69
D7	0.64	-0.65	-0.12	-1.06	-1.79	-4.63
D8	0.63	-0.63	-0.12	-1.06	-1.72	-4.54
D9	0.61	*-0.62*	-0.12	-1.06	-1.67	-4.51
D10	0.60	-0.60	-0.13	-1.06	-1.61	-4.46

TABELLA 6-9 - K_V=50% - K_H=30% - SPOSTAMENTI ASSOLUTI

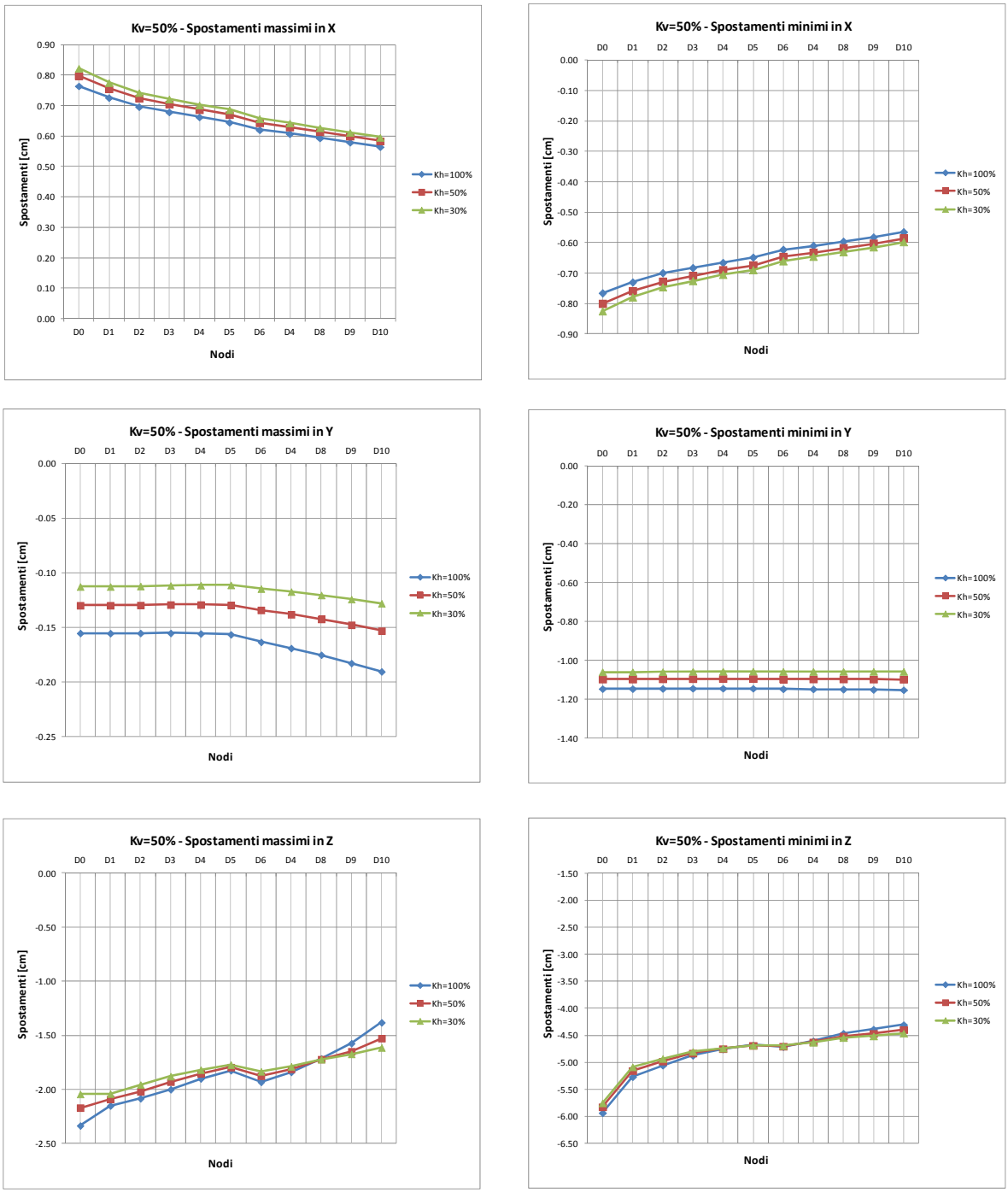


FIGURA 6-12 - K_V=50% - GRAFICI COMPARATIVI SPOSTAMENTI ASSOLUTI

6.3.4 Caso 3: K_z=150%K_v*

Si rilevano gli spostamenti dei punti indicati applicando ai nodi della platea di fondazione delle molle traslazionali verticali di costante elastica pari al 150% di quella dedotta dalla relazione geotecnica e molle orizzontali di rigidezza pari, di volta in volta, al 100%, al 50% ed al 30% di quella della molla verticale.

- Kz=150% - Kx=Ky=100% Kz
- Kz=150% - Kx=Ky=50% Kz
- Kz=150% - Kx=Ky=30% Kz

Spostamenti massimi e minimi assoluti in direzione X, Y e Z

K_h=100%

Nodi	U_x [cm]		U_y [cm]		U_z [cm]	
	max	*min*	*max*	*min*	*max*	*min*
D0	0.19	-0.20	-0.07	-0.39	-0.90	-2.27
D1	0.18	-0.19	-0.07	-0.39	-0.76	-1.80
D2	0.17	-0.18	-0.07	-0.38	-0.73	-1.69
D3	0.17	-0.17	-0.07	-0.38	-0.69	-1.62
D4	0.16	-0.17	-0.07	-0.38	-0.66	-1.60
D5	0.16	-0.16	-0.07	-0.38	-0.64	-1.60
D6	0.15	-0.16	-0.07	-0.38	-0.72	-1.66
D7	0.15	-0.15	-0.07	-0.38	-0.69	-1.61
D8	0.15	-0.15	-0.08	-0.38	-0.64	-1.55
D9	0.15	-0.15	-0.08	-0.39	-0.61	-1.54
D10	0.15	-0.15	-0.09	-0.39	-0.55	-1.51

TABELLA 6-10 - K_V=150% - K_H=100% - SPOSTAMENTI ASSOLUTI

K_h=50%

Nodi	U_x [cm]		U_y [cm]		U_z [cm]	
	max	*min*	*max*	*min*	*max*	*min*
D0	0.20	-0.20	-0.07	-0.38	-0.87	-2.24
D1	0.19	-0.19	-0.07	-0.38	-0.76	-1.78
D2	0.18	-0.18	-0.07	-0.37	-0.71	-1.68
D3	0.17	-0.17	-0.07	-0.37	-0.67	-1.61
D4	0.17	-0.17	-0.07	-0.37	-0.65	-1.60
D5	0.16	-0.17	-0.07	-0.37	-0.64	-1.60
D6	0.16	-0.16	-0.07	-0.37	-0.70	-1.65
D7	0.15	-0.16	-0.07	-0.37	-0.68	-1.61
D8	0.15	-0.16	-0.07	-0.37	-0.64	-1.55
D9	0.15	-0.16	-0.08	-0.37	-0.62	-1.55
D10	0.15	-0.15	-0.08	-0.37	-0.58	-1.53

TABELLA 6-11 - K_V=150% - K_H=50% - SPOSTAMENTI ASSOLUTI

K_h=30%

Nodi	U_x [cm]		U_y [cm]		U_z [cm]	
	max	*min*	*max*	*min*	*max*	*min*
D0	0.20	-0.21	-0.07	-0.37	-0.84	-2.22
D1	0.19	-0.19	-0.07	-0.37	-0.74	-1.77
D2	0.18	-0.19	-0.07	-0.37	-0.70	-1.67
D3	0.17	-0.18	-0.07	-0.37	-0.67	-1.60
D4	0.17	-0.17	-0.07	-0.36	-0.65	-1.60
D5	0.16	-0.17	-0.07	-0.36	-0.64	-1.59
D6	0.16	-0.16	-0.07	-0.37	-0.69	-1.64
D7	0.16	-0.16	-0.07	-0.37	-0.67	-1.60
D8	0.16	-0.16	-0.07	-0.36	-0.63	-1.55
D9	0.15	-0.16	-0.07	-0.36	-0.62	-1.56
D10	0.15	-0.16	-0.08	-0.36	-0.58	-1.56

TABELLA 6-12 - K_V=150% - K_H=30% - SPOSTAMENTI ASSOLUTI

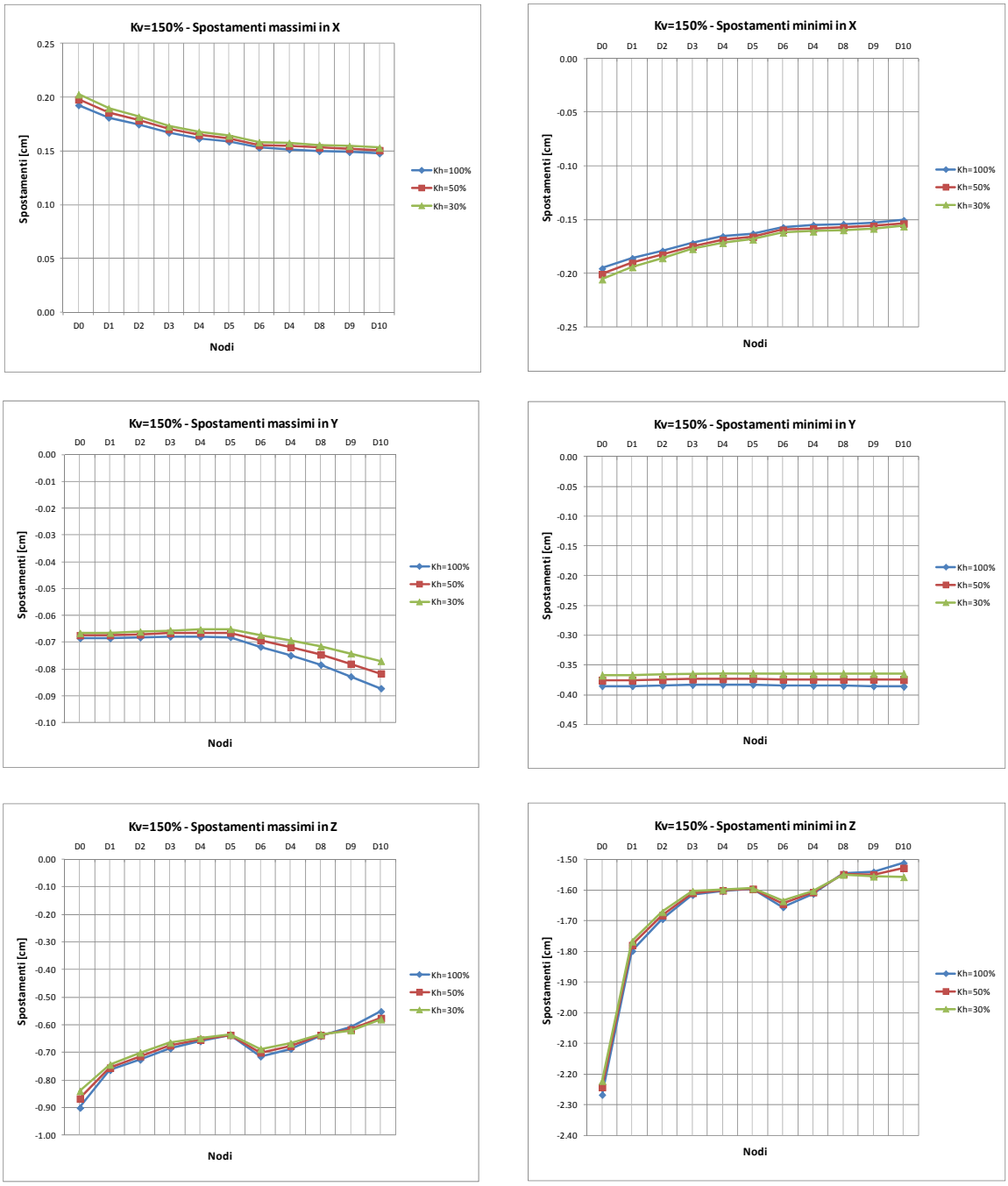


FIGURA 6-13 - K_V=150% - GRAFICI COMPARATIVI SPOSTAMENTI ASSOLUTI

6.3.5 Confronto spostamenti verticali al variare di K_v con K_h=50%K_v

Alla luce dei risultati sopra ottenuti, si effettua un'ulteriore analisi parametrica in cui si confrontano i cedimenti verticali assoluti dei punti considerati al variare della rigidezza della molla in direzione Z.

Spostamenti assoluti in direzione Z:

Nodi	K_v=100%		K_v=50%		K_v=150%	
	U_z [cm]		U_z [cm]		U_z [cm]	
	max	*min*	*max*	*min*	*max*	*min*
D0	-1.20	-3.14	-2.17	-5.82	-0.87	-2.24
D1	-1.10	-2.62	-2.09	-5.15	-0.76	-1.78
D2	-1.04	-2.50	-2.02	-4.98	-0.71	-1.68
D3	-0.99	-2.41	-1.93	-4.83	-0.67	-1.61
D4	-0.96	-2.38	-1.85	-4.75	-0.65	-1.60
D5	-0.93	-2.36	-1.80	-4.68	-0.64	-1.60
D6	-1.01	-2.41	-1.88	-4.70	-0.70	-1.65
D4	-0.97	-2.36	-1.81	-4.62	-0.68	-1.61
D8	-0.92	-2.29	-1.72	-4.51	-0.64	-1.55
D9	-0.88	-2.27	-1.65	-4.46	-0.62	-1.55
D10	-0.82	-2.24	-1.53	-4.39	-0.58	-1.53

TABELLA 6-13 - K_H=50% - K_V VARIABILE - SPOSTAMENTI ASSOLUTI IN Z

Spostamenti assoluti in direzione X:

Nodi	K_v=100%		K_v=50%		K_v=150%	
	U_x [cm]		U_x [cm]		U_x [cm]	
	max	min	max	min	max	min
D0	0.34	-0.34	0.80	-0.80	0.20	-0.20
D1	0.32	-0.32	0.76	-0.76	0.19	-0.19
D2	0.30	-0.31	0.73	-0.73	0.18	-0.18
D3	0.29	-0.29	0.71	-0.71	0.17	-0.17
D4	0.28	-0.29	0.69	-0.69	0.17	-0.17
D5	0.28	-0.28	0.67	-0.67	0.16	-0.17
D6	0.27	-0.27	0.64	-0.65	0.16	-0.16
D4	0.26	-0.27	0.63	-0.63	0.15	-0.16
D8	0.26	-0.26	0.61	-0.62	0.15	-0.16
D9	0.25	-0.26	0.60	-0.60	0.15	-0.16
D10	0.25	-0.25	0.58	-0.59	0.15	-0.15

TABELLA 6-14 - K_H=50% - K_V VARIABILE - SPOSTAMENTI ASSOLUTI IN X

Spostamenti assoluti in direzione Y:

Nodi	K_v=100%		K_v=50%		K_v=150%	
	U_y [cm]		U_y [cm]		U_y [cm]	
	max	min	max	min	max	min
D0	-0.09	-0.56	-0.13	-1.10	-0.07	-0.38
D1	-0.09	-0.56	-0.13	-1.10	-0.07	-0.38
D2	-0.09	-0.56	-0.13	-1.10	-0.07	-0.37
D3	-0.09	-0.55	-0.13	-1.09	-0.07	-0.37
D4	-0.09	-0.55	-0.13	-1.09	-0.07	-0.37
D5	-0.09	-0.55	-0.13	-1.09	-0.07	-0.37
D6	-0.09	-0.56	-0.13	-1.10	-0.07	-0.37
D4	-0.09	-0.56	-0.14	-1.10	-0.07	-0.37
D8	-0.10	-0.56	-0.14	-1.10	-0.07	-0.37
D9	-0.10	-0.56	-0.15	-1.10	-0.08	-0.37
D10	-0.10	-0.56	-0.15	-1.10	-0.08	-0.37

TABELLA 6-15 - K_H=50% - K_V VARIABILE - SPOSTAMENTI ASSOLUTI IN Y

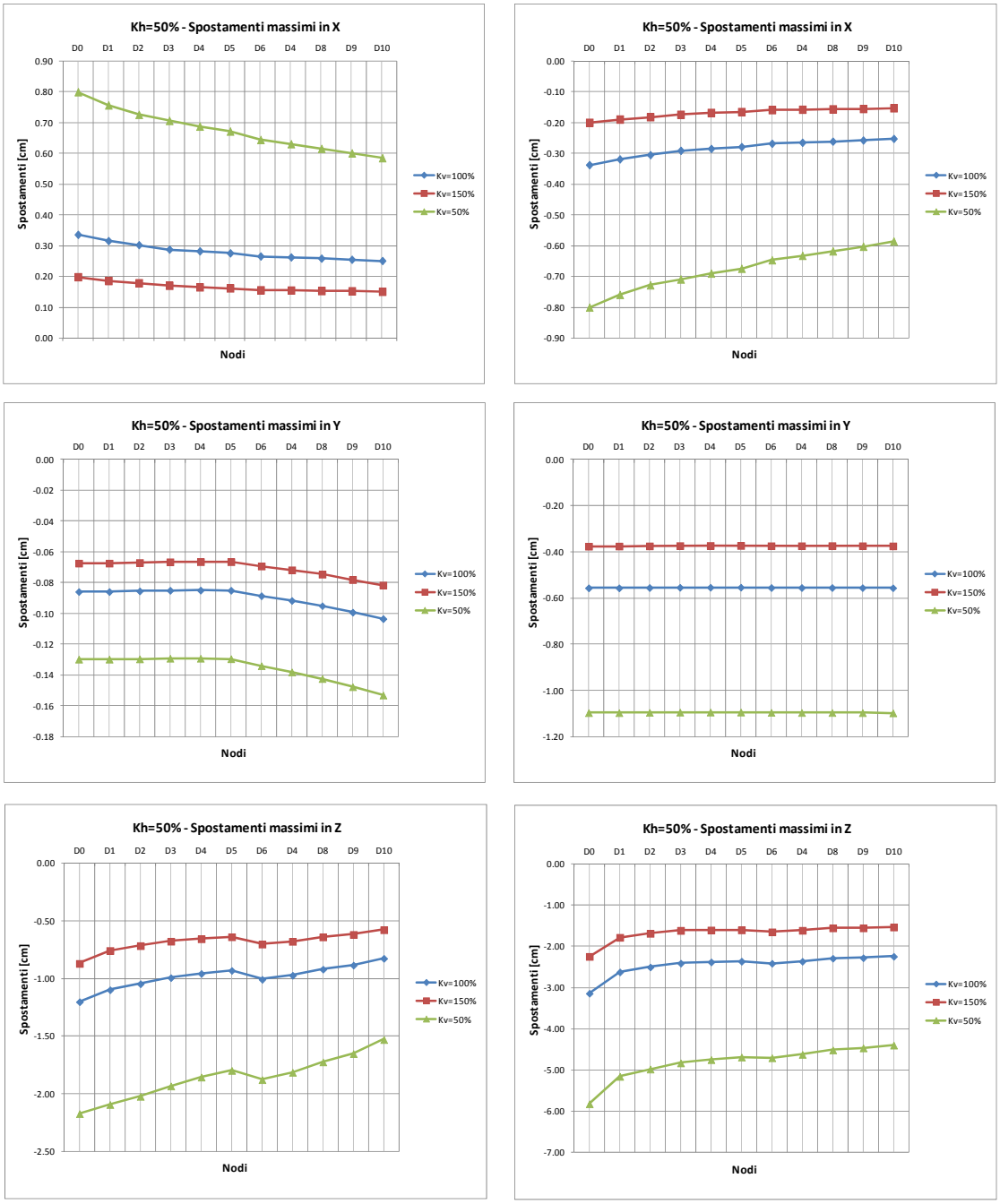


FIGURA 6-14 - K_V VARIABILE - GRAFICI COMPARATIVI SPOSTAMENTI ASSOLUTI

6.3.6 Analisi parametrica sismica

Analogamente al caso statico, si studia il comportamento cinematico della struttura al variare delle costanti elastiche del suolo.
Per comodità computazionale, è stata effettuata l'analisi utilizzando un modello di calcolo ad elementi finiti che riproducesse solamente la macro C, sia per quanto riguarda le geometria che le condizioni di vincolo e di carico applicate.
La parametrizzazione viene effettuata valutando di volta in volta lo spostamento medio in direzione longitudinale e trasversale dell'impalcato considerato carico al 25%, 50%, 75% e 100% della sua capacità.

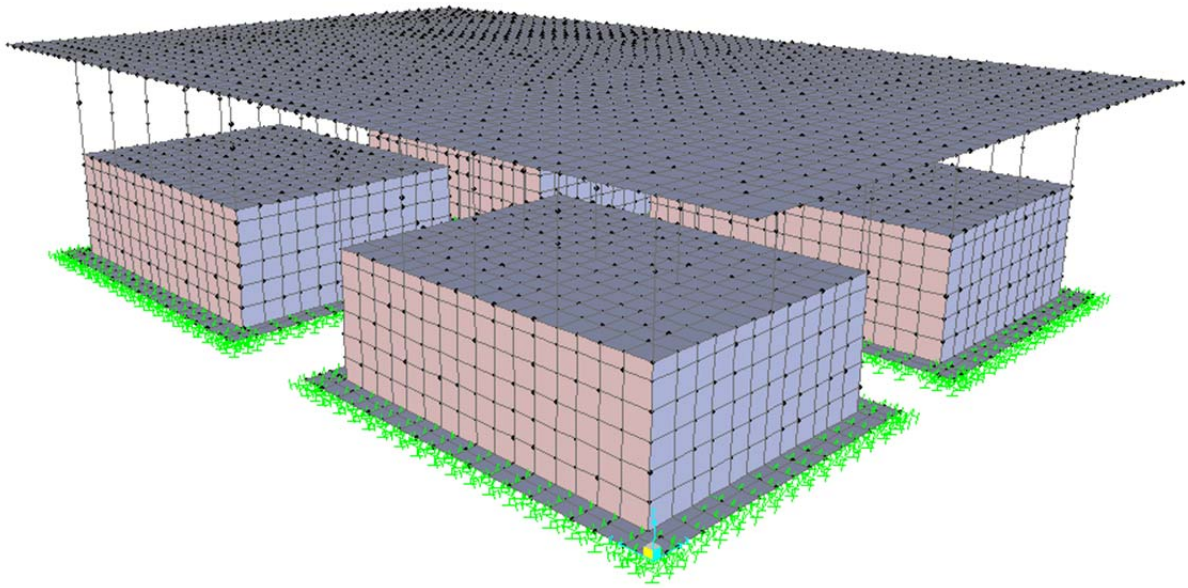


FIGURA 6-15 - MACRO "C" - MODELLO 3D

6.3.7 Sisma

Lo studio degli spostamenti in questo caso viene effettuato applicando un sisma compatibile con uno spettro di risposta elastico calcolato con tempo di ritorno pari a Tr=475 anni.
Gli spostamenti in direzione X ed Y vengono valutati separatamente applicando di volta in volta il sisma nelle rispettive direzioni.
Nelle fasi successive di verifica agli stati limite di esercizio, tali condizioni di carico verranno combinate appositamente mediante le regole di combinazione riportate sulla norme tecniche in vigore.
Per quanto riguarda invece le verifiche agli stati limite ultimi, la valutazione delle azioni interne degli elementi della struttura viene effettuata utilizzando il medesimo spettro di risposta ridotto del fattore di struttura q=2.5.
Tale assunzione permette di considerare le risorse plastiche dell'opera durante l'evento sismico.
Di seguito si riportano i grafici relativi agli spettri di risposta elastico ed anelastico.

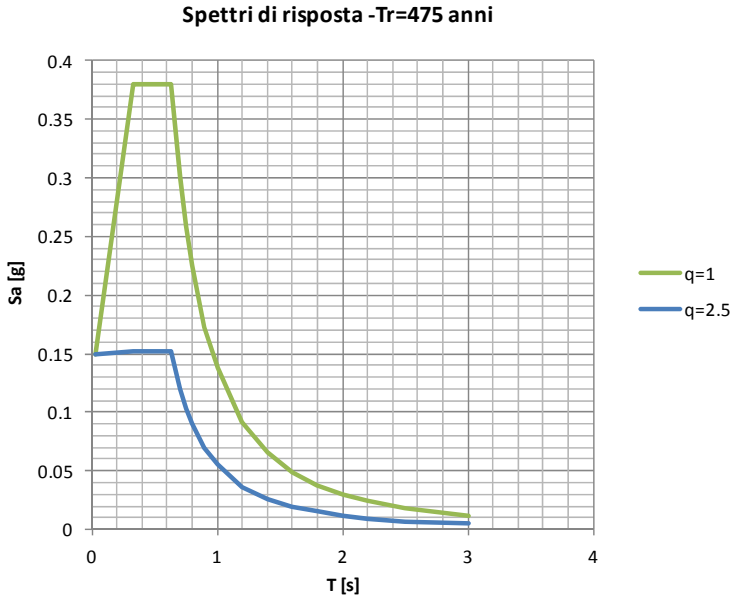


FIGURA 6-16 - GRAFICI SPETTRI DI RISPOSTA TR=475 ANNI

6.3.8 Masse sismiche

Le masse sismiche coinvolte durante l'evento sismico sono dovute al contributo del peso proprio della struttura, alla presenza di acqua nella parte sommersa e dei carichi variabili sull'impalcato.

L'applicazione a modello delle masse dovute all'acqua è stata effettuata mediante alcune ipotesi semplificative. In particolare, l'acqua contenuta in ogni singolo cassone è stata considerata "confinata", di conseguenza completamente solidale alla struttura durante l'evento sismico.

L'effetto dovuto alla presenza di acqua tra un cassone e l'altro, considerata libera, è stato modellato facendo ricorso alla Teoria di Westergaard che prevede la nascita di una pressione idrodinamica aggiuntiva a quella statica da applicare a pareti e pilastri sommersi.

Infine, allo scopo di studiare più approfonditamente il comportamento della struttura nelle varie condizioni di carico, la massa dovuta alla presenza dei containers è stata applicata di volta in volta al 25%,50%, 75% e 100% del totale.

Tale variazione comporta cambiamenti del periodo dei primi modi di vibrare della struttura, quindi delle accelerazioni subite da ciascun punto e di conseguenza delle forze sismiche applicate.

La tabella seguente, riporta i valori delle masse sismiche impiegate a modello:

	Sisma X	**Sisma Y**
Load	**Massa [kN*s^2/m]**	**Massa [kN*s^2/m]**
Peso Proprio	28713	28713
H_2O - Confinata	15162	15162
H_2O - Westergaard - X	2372	-
H_2O - Westergaard - Y	-	1967
Variabile	41529	41529
TOT	**87776**	**87371**

TABELLA 6-16 - MACRO "C" - MASSE SISMICHE

6.3.9 Spostamenti sismici

I risultati di ogni singola condizione di carico e rigidezza sono stati misurati considerando il valore di spostamento medio in direzione longitudinale e trasversale dell'impalcato.

				% Carico variabile	100%	75%	50%	25%
K_v=100%	K_h=100%k_v	x	[cm]		3.49	3.56	3.71	2.99
		y	[cm]		3.37	2.87	2.37	1.49
	K_h=50%k_v	x	[cm]		3.54	3.64	3.54	3.80
		y	[cm]		3.72	3.87	2.47	2.74
	K_h=30%k_v	x	[cm]		3.48	3.61	3.75	3.48
		y	[cm]		3.75	3.85	4	3.75

				% Carico variabile	100%	75%	50%	25%
K_v=50%	K_h=100%k_v	x	[cm]		3.29	3.33	3.46	3.61
		y	[cm]		3.15	3.21	3.31	2.91
	K_h=50%k_v	x	[cm]		3.43	3.44	3.55	3.78
		y	[cm]		3.46	3.58	3.68	3.85
	K_h=30%k_v	x	[cm]		3.28	3.45	3.55	3.71
		y	[cm]		3.57	3.56	3.67	3.83

				% Carico variabile	100%	75%	50%	25%
K_v=150%	K_h=100%k_v	x	[cm]		3.61	3.64	2.98	2.33
		y	[cm]		2.71	2.3	1.89	1.48
	K_h=50%k_v	x	[cm]		3.61	3.74	3.58	2.84
		y	[cm]		3.58	3.07	2.56	2.06
	K_h=30%k_v	x	[cm]		3.57	3.69	3.87	3.5
		y	[cm]		3.92	4.01	3.43	2.79

TABELLA 6-17 - MACRO "C" - ANALISI PARAMETRICA SISMICA - SPOSTAMENTI ASSOLUTI

La tabella mostra che, in entrambe le direzioni, lo spostamento massimo in condizioni sismiche è di circa 4 cm.

Si fa notare che, al contrario di quanto si potrebbe pensare a priori, il valore di spostamento massimo non è ottenuto per la condizione di carico massimo e di rigidezza più elevata. Questo comportamento è dovuto alla combinazione degli effetti della variazione del periodo e di conseguenza dell'accelerazione subita dal sistema.

A differenza dell'analisi dei cedimenti in condizioni statiche, la concomitanza di più variabili nel sistema non consente di individuare una certa linearità di comportamento, di conseguenza è possibile solamente far riferimento ai valori massimi di spostamento ottenuti senza alcuna considerazione significativa sulla parametrizzazione.

6.3.10 Conclusioni

Osservando i valori di spostamento in direzione X,Y e Z dei punti considerati, è stato possibile trarre le seguenti conclusioni:

- Gli spostamenti assoluti dei punti studiati al variare delle rigidezze delle molle seguono un comportamento lineare, ovvero si presentano maggiori o minori rispetto a quelli ottenuti nel caso "standard" al diminuire e all'aumentare della rigidezza.
- A parità di Kz, al variare Kx e Ky, gli spostamenti nelle tre direzioni mostrano variazioni dell'ordine del millimetro. Si ritiene pertanto poco influente il valore della costante elastica delle molle orizzontali rispetto a quella delle molle verticali nei confronti degli spostamenti misurati.
- Per terreni "super rigidi" (K_v=150% K_v*), si ha un cedimento massimo di 2.2 cm misurato in corrispondenza del punto D0 appartenente alla Macro C.
  Per terreni "soffici" (K_v=50% K_v*), è stato rilevato uno spostamento massimo di 5.9 cm nel punto D0, appartenente alla Macro C.
- Vista la scarsa influenza della variabilità di K in direzione X e Y a parità di quella in direzione Z, è stato valutato l'effetto della variazione di rigidezza verticale del terreno sugli spostamenti orizzontali e verticali presi singolarmente.

Dal confronto tra gli spostamenti in direzione Z, al variare di Kz, è stato possibile dedurre che esiste una sorta di proporzionalità inversa tra i valori di spostamento misurati e la rigidezza della molla.

In particolare, per terreni "super rigidi" si ottiene uno spostamento verticale massimo di 2.3 cm mentre per terreni "soffici" tale spostamento è pari a circa 5.8 cm.
In condizioni di molla standard, lo spostamento relativo massimo rilevato è risultato pari a circa 3.2 cm.

- L'andamento degli spostamenti in direzione X, al variare di K_z , è analogo a quello degli spostamenti in direzione Z.

In particolare, per terreni "super rigidi" si ottiene uno spostamento massimo di 0.2 cm mentre per terreni "soffici" tale spostamento è pari a circa 0.8 cm.
In condizioni di molla standard,lo spostamento relativo massimo rilevato è risultato pari a circa 0.4 cm.

- L'andamento degli spostamenti in direzione Y, al variare di Kz, è analogo a quello degli spostamenti in direzione X e Z.

Per terreni "super rigidi" si rileva uno spostamento massimo di 0.4 cm mentre per terreni "soffici" si osserva uno spostamento relativo pari a circa 1.1 cm.
Infine, in condizioni di molla "standard", si ottiene uno spostamento relativo massimo di circa 0.6 cm.

- L'analisi parametrica sismica mette in evidenza che uno spostamento orizzontale massimo in direzione X ed Y pari a circa 4 cm.

6.4 Analisi del cinematismo - Macro C

Viste le piccole differenze nelle macro dovute alla disposizione dei binari delle gru RMG e conseguentemente dei giunti, l'impalcato può essere visto come una successione di "strisce" di macro B, C, e D che sono sostanzialmente indipendenti.
Infatti, al fine di limitare eccessivi spostamenti differenziali tra binari appartenenti ad una stessa gru, ciascuna macro ha il compito di sostenere una serie di coppie di binari.
Di conseguenza, assumono maggiore importanza gli spostamenti relativi tra macro appartenenti ad una stessa striscia e ad una stessa tipologia, piuttosto che quelli tra strisce e tipologie diverse.

Nelle pagine che seguono, sono stati comunque studiati entrambe le interazioni in modo tale da valutare il rispetto delle tolleranze previste per i binari RMG e successivamente studiare il comportamento degli elementi di collegamento quali il corridoio centrale tra le macro e le solette di transizione.

6.4.1 Interazione Macro "C" adiacenti - Studio del corridoio centrale

Per il dimensionamento dei giunti di dilatazione è necessario conoscere gli spostamenti orizzontali relativi nelle due direzioni X ed Y tra due "macro" affiancate.
A questo scopo si considerano gli spostamenti di alcuni punti significativi posti lungo i bordi longitudinali dell'impalcato della macro C.
Alla luce delle conclusioni tratte a seguito dell'analisi parametrica in condizioni statiche, sono state assunte le costanti elastiche del suolo del caso con K_v=100% e K_h=50%.

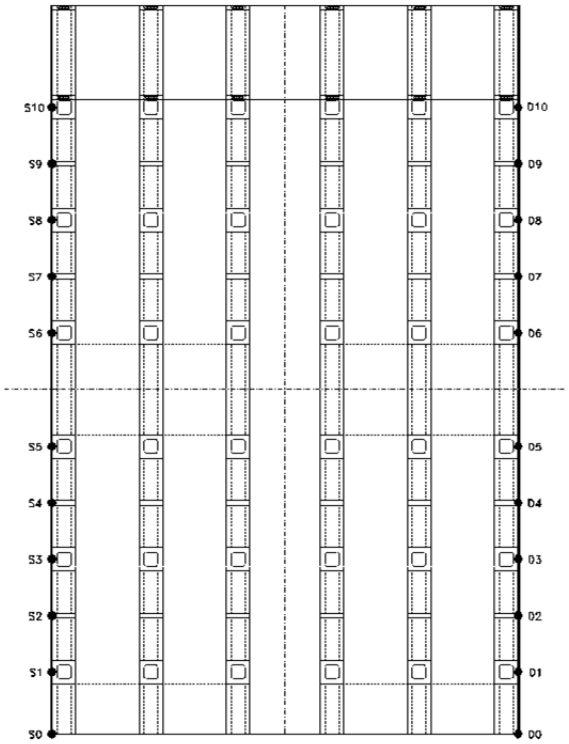


FIGURA 6-17 - MODULO "C", PUNTI OGGETTO DI INDAGINE

Lato Sinistro:

Nodo	X_{max} [cm]	X_{min} [cm]	Y_{max} [cm]	Y_{min} [cm]	Z_{max} [cm]	Z_{min} [cm]
S0	0.34	-0.34	-0.09	-0.56	-1.20	-3.14
S1	0.32	-0.32	-0.09	-0.56	-1.10	-2.62
S2	0.31	-0.30	-0.09	-0.56	-1.04	-2.50
S3	0.29	-0.29	-0.09	-0.55	-0.99	-2.41
S4	0.29	-0.28	-0.09	-0.55	-0.96	-2.38
S5	0.28	-0.28	-0.09	-0.55	-0.93	-2.36
S6	0.27	-0.27	-0.09	-0.56	-1.01	-2.41
S7	0.27	-0.26	-0.09	-0.56	-0.97	-2.36
S8	0.26	-0.26	-0.10	-0.56	-0.92	-2.29
S9	0.26	-0.25	-0.10	-0.56	-0.88	-2.28
S10	0.25	-0.25	-0.10	-0.56	-0.82	-2.24

TABELLA 6-18 - MACRO "C" - SPOSTAMENTI ASSOLUTI - CORRIDOIO CENTRALE - LATO SINISTRO

Lato Destro:

Nodo	X_{max} [cm]	X_{min} [cm]	Y_{max} [cm]	Y_{min} [cm]	Z_{max} [cm]	Z_{min} [cm]
D0	0.34	-0.34	-0.09	-0.56	-1.20	-3.14
D1	0.32	-0.32	-0.09	-0.56	-1.10	-2.62
D2	0.30	-0.31	-0.09	-0.56	-1.04	-2.50
D3	0.29	-0.29	-0.09	-0.55	-0.99	-2.41
D4	0.28	-0.29	-0.09	-0.55	-0.96	-2.38
D5	0.28	-0.28	-0.09	-0.55	-0.93	-2.36
D6	0.27	-0.27	-0.09	-0.56	-1.01	-2.41
D7	0.26	-0.27	-0.09	-0.56	-0.97	-2.36
D8	0.26	-0.26	-0.10	-0.56	-0.92	-2.29
D9	0.25	-0.26	-0.10	-0.56	-0.88	-2.27
D10	0.25	-0.25	-0.10	-0.56	-0.82	-2.24

TABELLA 6-19 - MACRO "C" - SPOSTAMENTI ASSOLUTI - CORRIDOIO CENTRALE - LATO DESTRO

I valori in tabella 6.18 e 6.19 rappresentano i massimi e minimi spostamenti assoluti, relativi alle 99 combinazioni, individuati nei punti individuati nella Fig 6.15.
La somma algebrica di questi permetterà di definire l'entità degli spostamenti relativi tra i diversi punti del modello, e di conseguenza tra due moduli attigui. Tali valori sono riportati nella tabella 6.20 seguente:

Nodo		ΔX_{max} [cm]	ΔX_{min} [cm]	ΔY_{max} [cm]	ΔY_{min} [cm]	ΔZ_{max} [cm]	ΔZ_{min} [cm]
S0	D0	0.68	-0.67	0.47	-0.47	1.94	-1.94
	D1	0.66	-0.65	0.47	-0.47	1.42	-2.04
	D2	0.64	-0.64	0.47	-0.47	1.30	-2.09
	D3	0.63	-0.62	0.47	-0.47	1.21	-2.15
	D4	0.62	-0.62	0.47	-0.47	1.18	-2.18
	D5	0.62	-0.61	0.47	-0.47	1.16	-2.21
	D6	0.61	-0.60	0.47	-0.47	1.21	-2.13
	D7	0.60	-0.60	0.47	-0.46	1.16	-2.17
	D8	0.60	-0.59	0.47	-0.46	1.09	-2.22
	D9	0.60	-0.59	0.47	-0.46	1.07	-2.25
	D10	0.59	-0.59	0.47	-0.45	1.04	-2.31
S1	D0	0.66	-0.65	0.47	-0.47	2.04	-1.42
	D1	0.64	-0.63	0.47	-0.47	1.52	-1.52
	D2	0.63	-0.62	0.47	-0.47	1.40	-1.57
	D3	0.61	-0.60	0.47	-0.47	1.31	-1.63
	D4	0.61	-0.60	0.47	-0.47	1.28	-1.66
	D5	0.60	-0.59	0.47	-0.47	1.26	-1.69
	D6	0.59	-0.58	0.47	-0.47	1.31	-1.61
	D7	0.58	-0.58	0.47	-0.46	1.26	-1.65
	D8	0.58	-0.57	0.47	-0.46	1.19	-1.70
	D9	0.58	-0.57	0.47	-0.46	1.18	-1.74
	D10	0.57	-0.57	0.47	-0.45	1.14	-1.80

Nodo		ΔX_{max} [cm]	ΔX_{min} [cm]	ΔY_{max} [cm]	ΔY_{min} [cm]	ΔZ_{max} [cm]	ΔZ_{min} [cm]
S2	D0	0.64	-0.64	0.47	-0.47	2.09	-1.30
	D1	0.63	-0.62	0.47	-0.47	1.57	-1.40
	D2	0.61	-0.60	0.47	-0.47	1.46	-1.46
	D3	0.60	-0.59	0.47	-0.47	1.36	-1.51
	D4	0.59	-0.58	0.47	-0.47	1.33	-1.54
	D5	0.58	-0.58	0.47	-0.47	1.31	-1.57
	D6	0.57	-0.57	0.47	-0.47	1.36	-1.49
	D7	0.57	-0.56	0.47	-0.46	1.32	-1.53
	D8	0.57	-0.56	0.47	-0.46	1.24	-1.58
	D9	0.56	-0.56	0.47	-0.46	1.23	-1.62
	D10	0.56	-0.55	0.47	-0.45	1.19	-1.68
S3	D0	0.63	-0.62	0.47	-0.47	2.15	-1.21
	D1	0.61	-0.60	0.47	-0.47	1.63	-1.31
	D2	0.60	-0.59	0.47	-0.47	1.51	-1.36
	D3	0.58	-0.58	0.47	-0.47	1.41	-1.41
	D4	0.58	-0.57	0.47	-0.47	1.39	-1.45
	D5	0.57	-0.56	0.47	-0.47	1.37	-1.48
	D6	0.56	-0.55	0.47	-0.47	1.42	-1.40
	D7	0.56	-0.55	0.47	-0.46	1.37	-1.43
	D8	0.55	-0.55	0.47	-0.46	1.30	-1.49
	D9	0.55	-0.54	0.47	-0.46	1.28	-1.52
	D10	0.54	-0.54	0.47	-0.45	1.25	-1.58

Nodo		ΔX_{max} [cm]	ΔX_{min} [cm]	ΔY_{max} [cm]	ΔY_{min} [cm]	ΔZ_{max} [cm]	ΔZ_{min} [cm]
S4	D0	0.62	-0.62	0.47	-0.47	2.18	-1.18
	D1	0.61	-0.60	0.47	-0.47	1.66	-1.28
	D2	0.59	-0.58	0.47	-0.47	1.54	-1.33
	D3	0.58	-0.57	0.47	-0.47	1.45	-1.39

	D4	0.57	-0.56	0.47	-0.47	1.42	-1.42
	D5	0.56	-0.56	0.47	-0.47	1.40	-1.45
	D6	0.55	-0.55	0.47	-0.47	1.45	-1.37
	D7	0.55	-0.54	0.47	-0.46	1.40	-1.41
	D8	0.55	-0.54	0.47	-0.46	1.33	-1.46
	D9	0.54	-0.54	0.47	-0.45	1.32	-1.49
	D10	0.54	-0.53	0.47	-0.45	1.28	-1.55
S5	D0	0.62	-0.61	0.47	-0.47	2.21	-1.16
	D1	0.60	-0.59	0.47	-0.47	1.69	-1.26
	D2	0.59	-0.58	0.47	-0.47	1.57	-1.31
	D3	0.57	-0.56	0.47	-0.47	1.48	-1.37
	D4	0.56	-0.56	0.47	-0.47	1.45	-1.40
	D5	0.56	-0.55	0.47	-0.47	1.43	-1.43
	D6	0.55	-0.54	0.47	-0.47	1.48	-1.35
	D7	0.54	-0.54	0.47	-0.46	1.43	-1.39
	D8	0.54	-0.53	0.47	-0.46	1.36	-1.44
	D9	0.54	-0.53	0.47	-0.45	1.35	-1.47
	D10	0.53	-0.53	0.47	-0.45	1.31	-1.53

Nodo		ΔX_{max} ***[cm]***	ΔX_{min} ***[cm]***	ΔY_{max} ***[cm]***	ΔY_{min} ***[cm]***	ΔZ_{max} ***[cm]***	ΔZ_{min} ***[cm]***
S6	D0	0.61	-0.60	0.47	-0.47	2.13	-1.21
	D1	0.59	-0.58	0.47	-0.47	1.61	-1.31
	D2	0.57	-0.57	0.47	-0.47	1.49	-1.36
	D3	0.56	-0.55	0.47	-0.47	1.40	-1.42
	D4	0.55	-0.55	0.47	-0.47	1.37	-1.45
	D5	0.55	-0.54	0.47	-0.47	1.35	-1.48
	D6	0.54	-0.53	0.47	-0.47	1.40	-1.40
	D7	0.53	-0.53	0.47	-0.46	1.35	-1.44
	D8	0.53	-0.52	0.47	-0.46	1.28	-1.49
	D9	0.53	-0.52	0.47	-0.46	1.27	-1.53

	D10	0.52	-0.52	0.47	-0.45	1.23	-1.59
S7	D0	0.60	-0.60	0.46	-0.47	2.17	-1.16
	D1	0.58	-0.58	0.46	-0.47	1.65	-1.26
	D2	0.57	-0.56	0.46	-0.47	1.53	-1.32
	D3	0.56	-0.55	0.46	-0.47	1.43	-1.37
	D4	0.55	-0.54	0.46	-0.47	1.41	-1.40
	D5	0.54	-0.54	0.46	-0.47	1.39	-1.43
	D6	0.53	-0.53	0.46	-0.47	1.44	-1.35
	D7	0.53	-0.52	0.46	-0.46	1.39	-1.39
	D8	0.53	-0.52	0.46	-0.46	1.32	-1.44
	D9	0.52	-0.52	0.46	-0.46	1.30	-1.48
	D10	0.52	-0.51	0.46	-0.45	1.27	-1.54

Nodo		ΔX_{max} [cm]	ΔX_{min} [cm]	ΔY_{max} [cm]	ΔY_{min} [cm]	ΔZ_{max} [cm]	ΔZ_{min} [cm]
S8	D0	0.60	-0.59	0.46	-0.47	2.22	-1.09
	D1	0.58	-0.57	0.46	-0.47	1.70	-1.19
	D2	0.57	-0.56	0.46	-0.47	1.58	-1.24
	D3	0.55	-0.55	0.46	-0.47	1.49	-1.30
	D4	0.55	-0.54	0.46	-0.47	1.46	-1.33
	D5	0.54	-0.53	0.46	-0.47	1.44	-1.36
	D6	0.53	-0.52	0.46	-0.47	1.49	-1.28
	D7	0.53	-0.52	0.46	-0.46	1.44	-1.32
	D8	0.52	-0.52	0.46	-0.46	1.37	-1.37
	D9	0.52	-0.51	0.46	-0.46	1.36	-1.40
	D10	0.51	-0.51	0.46	-0.45	1.32	-1.46
S9	D0	0.60	-0.59	0.46	-0.47	2.25	-1.07
	D1	0.58	-0.57	0.46	-0.47	1.74	-1.18
	D2	0.56	-0.56	0.46	-0.47	1.62	-1.23
	D3	0.55	-0.54	0.46	-0.47	1.52	-1.28
	D4	0.54	-0.54	0.45	-0.47	1.49	-1.32
	D5	0.54	-0.53	0.45	-0.47	1.47	-1.35

	D6	0.53	-0.52	0.46	-0.47	1.53	-1.27
	D7	0.52	-0.52	0.46	-0.46	1.48	-1.30
	D8	0.52	-0.51	0.46	-0.46	1.40	-1.36
	D9	0.52	-0.51	0.46	-0.46	1.39	-1.39
	D10	0.51	-0.51	0.46	-0.45	1.36	-1.45

Nodo		ΔX_{max} [cm]	ΔX_{min} [cm]	ΔY_{max} [cm]	ΔY_{min} [cm]	ΔZ_{max} [cm]	ΔZ_{min} [cm]
S10	D0	0.59	-0.59	0.45	-0.47	2.31	-1.04
	D1	0.57	-0.57	0.45	-0.47	1.80	-1.14
	D2	0.56	-0.55	0.45	-0.47	1.68	-1.19
	D3	0.54	-0.54	0.45	-0.47	1.58	-1.25
	D4	0.54	-0.53	0.45	-0.47	1.55	-1.28
	D5	0.53	-0.53	0.45	-0.47	1.53	-1.31
	D6	0.52	-0.52	0.45	-0.47	1.59	-1.23
	D7	0.52	-0.51	0.45	-0.46	1.54	-1.27
	D8	0.51	-0.51	0.45	-0.46	1.46	-1.32
	D9	0.51	-0.51	0.45	-0.46	1.45	-1.36
	D10	0.51	-0.50	0.45	-0.45	1.42	-1.42

TABELLA 6-20 - MACRO "C" - SPOSTAMENTI RELATIVI - CORRIDOIO CENTRALE

Riordinando i valori della Tab.4.3 si sono individuati i massimi valori di avvicinamento/allontanamento tra nodi adiacenti di moduli appaiati, riportati di seguito:

Nodo	X_{max} [cm]	X_{min} [cm]	Y_{max} [cm]	Y_{min} [cm]	Z_{max} [cm]	Z_{min} [cm]
S0+D0	**0.68**	**-0.67**	***0.47***	***-0.47***	**1.94**	**-1.94**
S1+D1	0.64	-0.63	***0.47***	***-0.47***	1.52	-1.52
S2+D2	0.61	-0.60	***0.47***	***-0.47***	1.46	-1.46
S3+D3	0.58	-0.58	***0.47***	***-0.47***	1.41	-1.41
S4+D4	0.57	-0.56	***0.47***	***-0.47***	1.42	-1.42
S5+D5	0.56	-0.55	***0.47***	***-0.47***	1.43	-1.43

S6+D6	0.54	-0.53	***0.47***	***-0.47***	1.40	-1.40
S7+D7	0.53	-0.52	0.46	-0.46	1.39	-1.39
S8+D8	0.52	-0.52	0.46	-0.46	1.37	-1.37
S9+D9	0.52	-0.51	0.46	-0.46	1.39	-1.39
S10+D10	0.51	-0.50	0.45	-0.45	1.42	-1.42

TABELLA 6-21 - MACRO "C" - SPOSTAMENTI RELATIVI DEI NODI ADIACENTI - CORRIDOIO CENTRALE

La Tab. 6.21 indica uno spostamento massimo relativo:

- in X pari a +0,7 cm in corrispondenza dei punti S0+D0 per la concomitanza delle combinazioni C044 e C035;

- in Y pari a ±0,5 cm in corrispondenza dei punti S0+D0 - S6+D6 per la concomitanza delle combinazioni C202 e C003;

- in Z pari a ±2.0 cm in corrispondenza dei punti S0+D0 per la concomitanza delle combinazioni C202 e C003;

Si osserva come il valore di spostamento Y_{Rmax} , pari a circa 0.5 cm, sia un parametro di riferimento per lo studio del comportamento delle rotaie delle gru impilatrici poste sull'impalcato. Tale spostamento andrà ripartito sui 7,5 m presenti tra due macro-strutture (i cosi detti "corridoi").

6.4.2 Interazione Macro "C" e "D" - Studio degli spostamenti differenziali

Allo scopo di valutare gli spostamenti differenziali tra le macro "C" e "D", sono stati misurati e combinati gli spostamenti assoluti dei punti Ti, per le 99 combinazioni possibili combinazioni di carico.
I punti indagati sono posizionati sulla sommità dei pilastri delle rispettive macro come riportato nella figura sottostante.

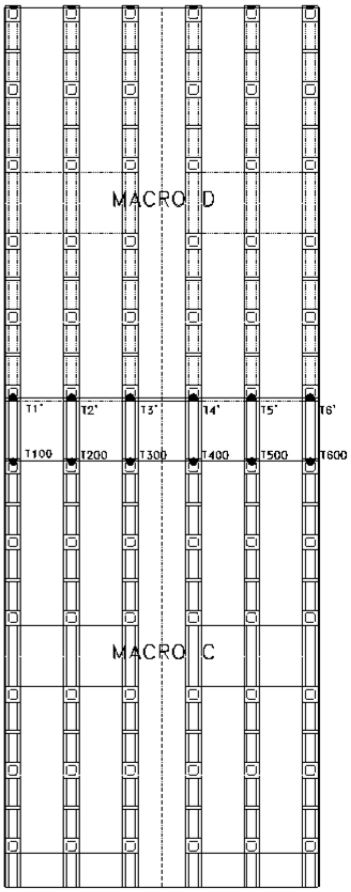


FIGURA 6-18 - MODULO "C+D", PUNTI OGGETTO DI INDAGINE

Spostamenti assoluti dei punti della Macro C:

Nodo	X_{max} [cm]	X_{min} [cm]	Y_{max} [cm]	Y_{min} [cm]	Z_{max} [cm]	Z_{min} [cm]
T100	0.25	-0.25	-0.10	-0.56	-0.82	-2.28
T200	0.25	-0.25	-0.11	-0.56	-0.82	-2.27
T300	0.25	-0.25	-0.11	-0.56	-0.83	-2.29
T400	0.25	-0.25	-0.11	-0.56	-0.83	-2.29
T500	0.25	-0.25	-0.11	-0.56	-0.82	-2.27
T600	0.25	-0.25	-0.10	-0.56	-0.82	-2.28

FIGURA 6-19 - MACRO "C": SPOSTAMENTI ASSOLUTI DEI PUNTI D'INTERFACCIA - DIREZIONI X,Y E Z

La tabella evidenzia uno spostamento massimo assoluto di 0.25 cm in X, di 0.56 cm in Y ed uno spostamento verticale massimo di 2.3 cm.
Spostamenti assoluti dei punti della Macro D:

Nodo	X_{max} [cm]	X_{min} [cm]	Y_{max} [cm]	Y_{min} [cm]	Z_{max} [cm]	Z_{min} [cm]
T1'	0.24	-0.25	-0.12	-0.56	-1.15	-2.56
T2'	0.24	-0.24	-0.12	-0.56	-1.18	-2.55
T3'	0.24	-0.24	-0.12	-0.56	-1.18	-2.58
T4'	0.24	-0.24	-0.12	-0.56	-1.18	-2.58
T5'	0.24	-0.24	-0.12	-0.56	-1.18	-2.55
T6'	0.24	-0.24	-0.12	-0.56	-1.15	-2.56

FIGURA 6-20 - MACRO "D": SPOSTAMENTI ASSOLUTI DEI PUNTI D'INTERFACCIA - DIREZIONI X,Y E Z

La tabella evidenzia uno spostamento massimo assoluto di 0.25 cm in X, di 0.56 cm in Y ed uno spostamento verticale massimo di 2.6 cm.

Spostamenti relativi tra i punti della Macro C e D:

Nodo		ΔX_{max} [cm]	ΔX_{min} [cm]	ΔY_{max} [cm]	ΔY_{min} [cm]	ΔZ_{max} [cm]	ΔZ_{min} [cm]
T1'	*T100*	0.49	-0.50	0.44	-0.45	1.13	-1.74
	T200	0.49	-0.50	0.44	-0.45	1.12	-1.74
	T300	0.50	-0.51	0.44	-0.45	1.15	-1.73
	T400	0.50	-0.50	0.44	-0.45	1.14	-1.73
	T500	0.50	-0.50	0.44	-0.45	1.12	-1.74
	T600	0.49	-0.50	0.44	-0.45	1.13	-1.74
T2'	*T100*	0.49	-0.49	0.44	-0.46	1.09	-1.74
	T200	0.49	-0.50	0.44	-0.46	1.09	-1.73
	T300	0.50	-0.50	0.44	-0.45	1.11	-1.72

Nodo		ΔX_{max} [cm]	ΔX_{min} [cm]	ΔY_{max} [cm]	ΔY_{min} [cm]	ΔZ_{max} [cm]	ΔZ_{min} [cm]
	T400	0.50	-0.50	0.44	-0.45	1.11	-1.72
	T500	0.50	-0.49	0.44	-0.46	1.09	-1.73
	T600	0.50	-0.49	0.44	-0.46	1.09	-1.74
T3'	T100	0.49	-0.50	0.44	-0.46	1.10	-1.76
	T200	0.50	-0.50	0.44	-0.46	1.09	-1.76
	T300	0.50	-0.50	0.44	-0.46	1.11	-1.75
	T400	0.50	-0.50	0.44	-0.46	1.11	-1.75
	T500	0.50	-0.50	0.44	-0.46	1.09	-1.76
	T600	0.50	-0.49	0.44	-0.46	1.10	-1.76
T4'	T100	0.49	-0.50	0.44	-0.46	1.10	-1.76
	T200	0.50	-0.50	0.44	-0.46	1.09	-1.76
	T300	0.50	-0.50	0.44	-0.46	1.11	-1.75
	T400	0.50	-0.50	0.44	-0.46	1.11	-1.75
	T500	0.50	-0.50	0.44	-0.46	1.09	-1.76
	T600	0.50	-0.49	0.44	-0.46	1.10	-1.76
T5'	T100	0.49	-0.50	0.44	-0.46	1.09	-1.74
	T200	0.49	-0.50	0.44	-0.46	1.09	-1.73
	T300	0.50	-0.50	0.44	-0.45	1.11	-1.72
	T400	0.50	-0.50	0.44	-0.45	1.11	-1.72
	T500	0.50	-0.49	0.44	-0.46	1.09	-1.73
	T600	0.49	-0.49	0.44	-0.46	1.09	-1.74
T6'	T100	0.49	-0.49	0.44	-0.45	1.13	-1.74
	T200	0.49	-0.50	0.44	-0.45	1.12	-1.74
	T300	0.50	-0.50	0.44	-0.45	1.15	-1.73
	T400	0.50	-0.50	0.44	-0.45	1.14	-1.73
	T500	0.49	-0.49	0.44	-0.45	1.12	-1.74
	T600	0.49	-0.49	0.44	-0.45	1.13	-1.74

FIGURA 6-21 - MACRO "D": SPOSTAMENTI RELATIVI DEI PUNTI D'INTERFACCIA - DIREZIONI X,Y E Z

Riordinando i valori della Tab. 6.19 sono stati individuati i massimi valori di avvicinamento/allontanamento tra nodi adiacenti delle macro C e D, riportati di seguito:

Nodo	X_{max} [cm]	X_{min} [cm]	Y_{max} [cm]	Y_{min} [cm]	Z_{max} [cm]	Z_{min} [cm]
T1'+T100	0.49	-0.50	0.44	-0.45	1.13	-1.74
T2'+T200	0.49	-0.50	0.44	-0.46	1.09	-1.73
T3'+T300	0.50	-0.50	0.44	-0.46	1.11	-1.75
T4'+T400	0.50	-0.50	0.44	-0.46	1.11	-1.75
T5'+T500	0.50	-0.49	0.44	-0.46	1.09	-1.73
T6'+T600	0.49	-0.49	0.44	-0.45	1.13	-1.74

FIGURA 6-22 - MACRO "C+D": MASSIMI VALORI DI SPOSTAMENTO RELATIVO TRA MACRO C E D

La Tab. 6.20 indica uno spostamento massimo relativo tra le macro C e D:
- in X pari a +0,5 cm;
- in Y pari a ±0,5 cm;
- in Z pari a -2.0 cm

6.4.3 Campo di Transizione - Cinematica

Si riportano a seguire gli esiti dell'analisi condotta, specificando in forma tabellare, per ogni nodo, gli spostamenti massimi ottenuti per effetto delle 99 combinazioni:

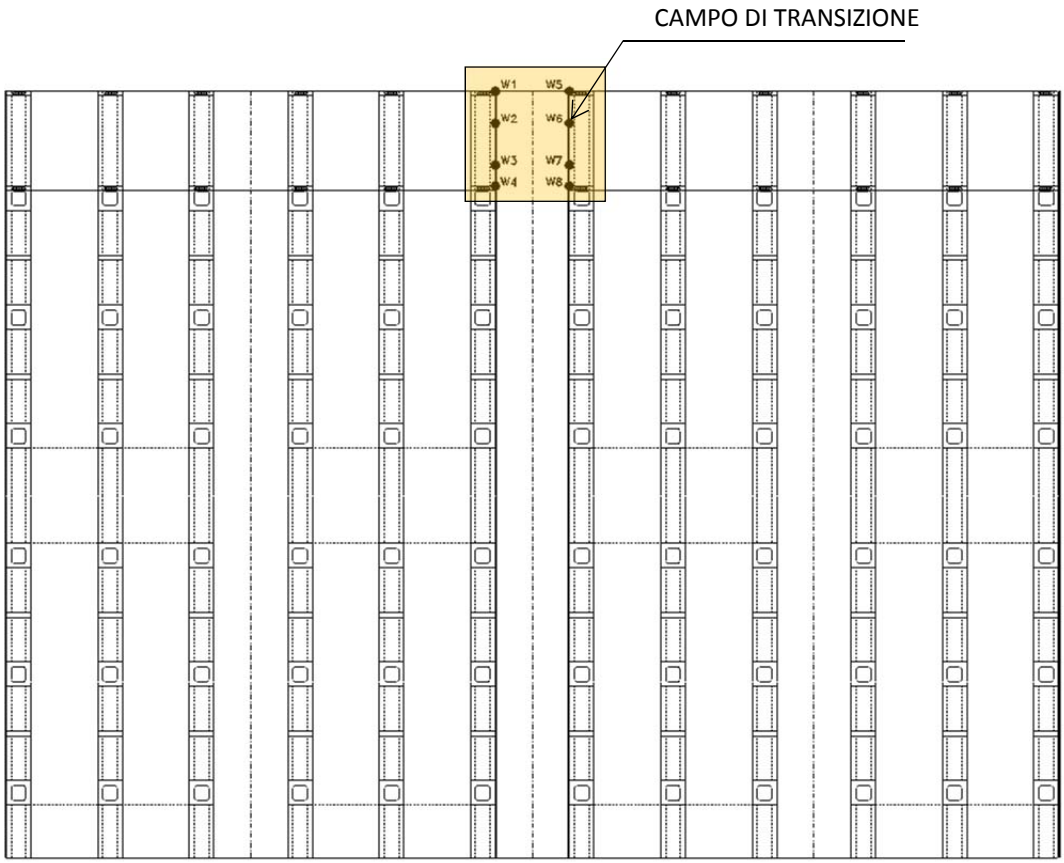


FIGURA 6-23 - CAMPO DI TRANSIZIONE - POSIZIONAMENTO E PUNTI DI INDAGINE

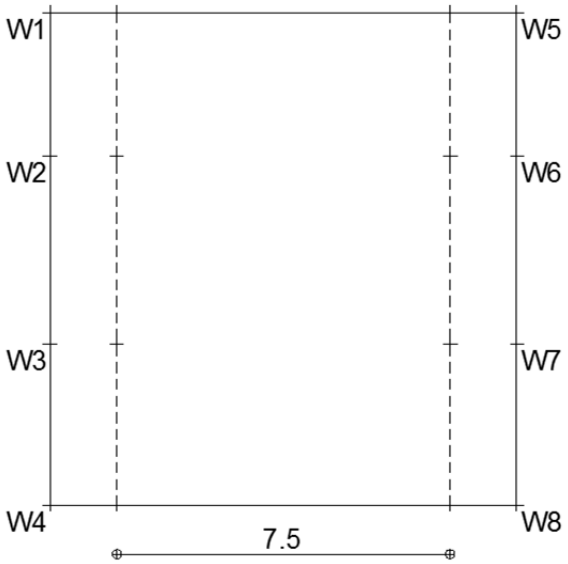


FIGURA 6-24 - DETTAGLIO CAMPO DI TRANSIZIONE - POSIZIONAMENTO E PUNTI DI INDAGINE

Nodo	X_{max} [cm]	X_{min} [cm]	Y_{max} [cm]	Y_{min} [cm]	Z_{max} [cm]	Z_{min} [cm]
W1	0.24	-0.24	-0.11	-0.56	-1.13	-2.54
W2	0.25	-0.25	-0.11	-0.56	-1.07	-2.52
W3	0.25	-0.25	-0.11	-0.56	-0.93	-2.37
W4	0.25	-0.25	-0.11	-0.56	-0.81	-2.24
W5	0.25	-0.25	-0.11	-0.56	-0.81	-2.24
W6	0.25	-0.25	-0.11	-0.56	-0.93	-2.37
W7	0.25	-0.25	-0.11	-0.56	-1.07	-2.52
W8	0.24	-0.24	-0.11	-0.56	-1.13	-2.54

TABELLA 6-22 - CAMPO DI TRANSIZIONE - SPOSTAMENTI ASSOLUTI DEI PUNTI W_i

I valori in Tabella 4.4 hanno consentito di ricavare, per somma algebrica, i massimi valori di avvicinamento/allontanamento tra nodi appartenenti al modulo di transizione, riportati nella tabella a seguire:

Nodo		ΔX_{max} [cm]	ΔX_{min} [cm]	ΔY_{max} [cm]	ΔY_{min} [cm]	ΔZ_{max} [cm]	ΔZ_{min} [cm]
W8	W1	0.49	-0.48	0.44	-0.44	1.41	-1.41
	W2	0.49	-0.49	0.44	-0.45	1.39	-1.47
	W3	0.49	-0.49	0.44	-0.45	1.24	-1.61
	W4	0.50	-0.49	0.44	-0.45	1.11	-1.74
W7	W1	0.49	-0.49	0.45	-0.44	1.47	-1.39
	W2	0.49	-0.49	0.45	-0.45	1.45	-1.45
	W3	0.50	-0.49	0.45	-0.45	1.30	-1.59
	W4	0.50	-0.49	0.45	-0.45	1.17	-1.71
W6	W1	0.49	-0.49	0.45	-0.44	1.61	-1.24
	W2	0.50	-0.49	0.45	-0.45	1.59	-1.30
	W3	0.50	-0.50	0.45	-0.45	1.44	-1.44
	W4	0.50	-0.50	0.45	-0.45	1.31	-1.56
W5	W1	0.50	-0.49	0.45	-0.44	1.74	-1.11
	W2	0.50	-0.49	0.45	-0.45	1.71	-1.17
	W3	0.50	-0.50	0.45	-0.45	1.56	-1.31
	W4	0.50	-0.50	0.45	-0.45	1.43	-1.43

TABELLA 6-23 - CAMPO DI TRANSIZIONE - SPOSTAMENTI RELATIVI DEI PUNTI W_I

Considerando le 99 combinazioni di carico si ottiene uno spostamento relativo massimo verticale pari a circa 1.8 cm.

7. VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Si riportano le verifiche agli stati limite degli elementi strutturali della porzione di impalcato individuata dagli allineamenti 16:21, P:Q.

Tali verifiche sono state eseguite in accordo con le NTC08 tenendo in considerazione tutti gli scenari possibili durante la vita dell'impalcato dalla costruzione alle condizioni finali di esercizio.

Si distinguono le seguenti fasi:

- Fase 0: Posa della trave cassero
- Fase 1: Posa delle gabbie di armatura e conseguente getto del fondo della trave e dei setti verticali della trave;
- Fase 2: Posa dei tralicci predalles prefabbricati autoportanti per il sostegno del getto della soletta e della copertura;
- Fase 3: Fase di esercizio della struttura

Lo schema seguente riporta la sezione della trave a cassone in cui sono evidenziate le fasi costruttive sopra esplicate.

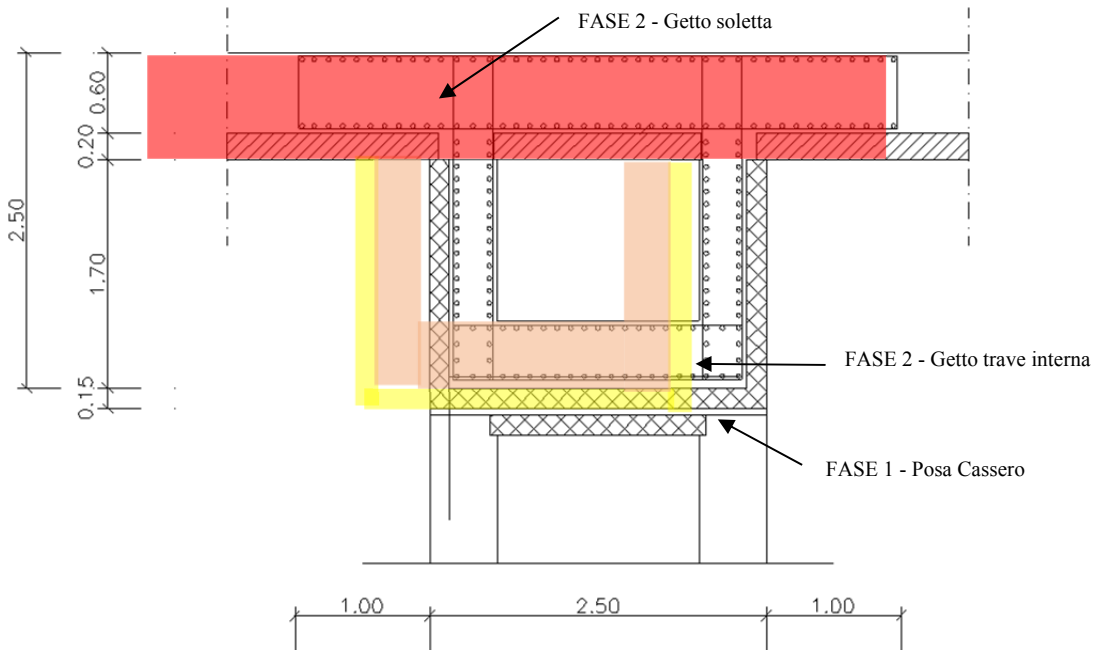


FIGURA 7-1 - TRAVE A CASSONE : FASI COSTRUTTIVE

7.1 Verifica delle travi cassero

La trave cassero è costituita da una successione di conci prefabbricati di sezione ad "U" con dimensioni 2.5x1.85m, spessore 15 cm e lunghezza variabile.

Le esigenze costruttive hanno portato all'individuazione di tre tipologie di travi cassero per la "macro" 16:21, L:Q.

- Trave cassero 2 - L=5.96 m
- Trave cassero 3 - L= 12.04 m
- Trave cassero 8 - L= 12.58 m

Ai fini della protezione nei confronti della corrosione delle armature metalliche in condizioni ambientali molto aggressive, è stato predisposto un copriferro pari a 5 cm, in accordo con quanto riportato nelle Norme Tecniche per le Costruzioni al capitolo 4.

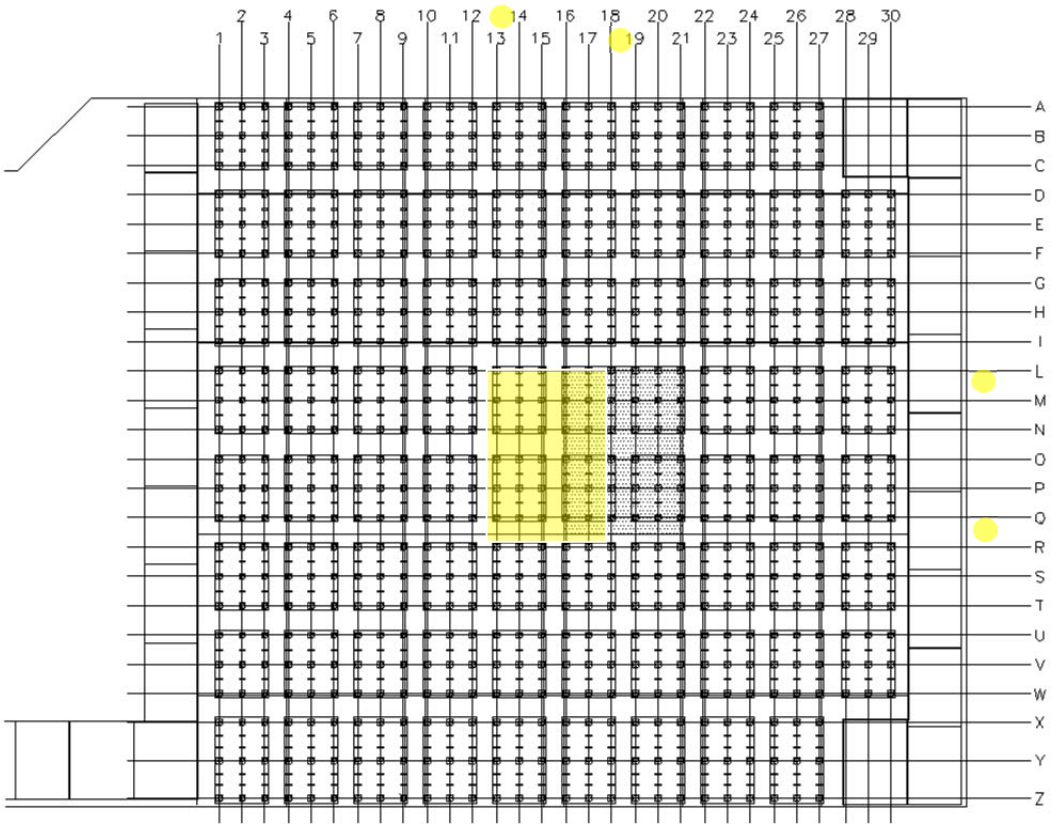


FIGURA 7-2 - PLANIMETRIA GENERALE: POSIZIONE MACRO "C"

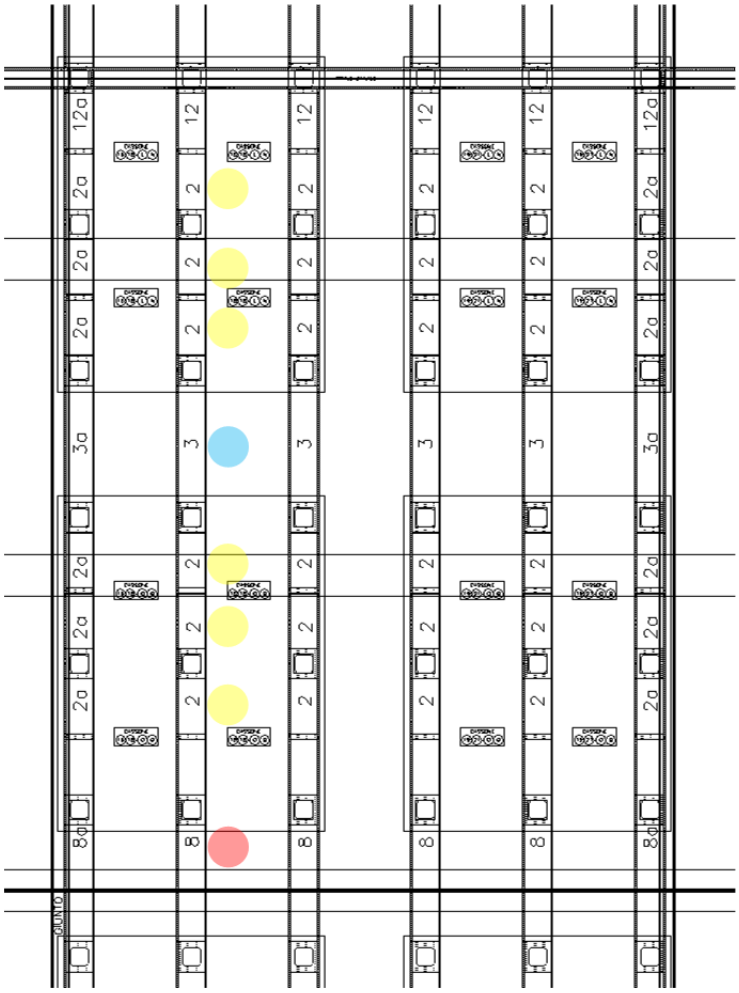


FIGURA 7-3 - PIANTA MACRO "C" : INDIVIDUAZIONE TIPOLOGIA TRAVI CASSERO

Ipotesi di calcolo:

- Le travi cassero svolgono la funzione di mezzo d'opera pertanto hanno compiti strutturali solamente nelle fasi 0 ed 1 sino alla maturazione dei getti della trave interna. A partire dalla fase 2, la sezione resistente è quella trave ad U confinata dalla trave cassero che, da questo punto in poi, ha esclusivamente il ruolo di "guscio protettivo" nei confronti dei fenomeni di corrosione in ambiente marino.
- Durante la fase di getto delle opere soprastanti, i conci non sono interconnessi, pertanto nelle verifiche è stata adottata la schematizzazione di trave appoggio-appoggio.

- Vista la funzione e la brevità delle fasi 0 ed 1,in sede di verifica non vengono considerate le azioni sollecitanti dovute all'onda e alle variazioni termiche. Di conseguenza, risultano assenti le azioni assiali nelle travi.
- La luce di calcolo $L_{c,}$ impiegata nelle verifiche è pari all'interasse tra le reazioni vincolari negli appoggi.

La posizione di tali reazioni è stata individuata ipotizzando una distribuzione delle tensioni rettangolare per quanto riguarda gli appoggi su pilastri di dimensioni 0.5x2.5 m ed una distribuzione di tensioni triangolare per gli appoggi su pilastri di dimensioni maggiori, ovvero 2.5x2.5m.

7.1.1 Analisi dei carichi

Fase 0 - Posa dei conci prefabbricati

Carichi permanenti

G_1 Peso proprio trave-cassero (γ=24.52 kN/m^3)
A=(0.15x2.5+2x(1.85-0.15)x0.15)=0.89 m^2
p=γ·A 21.9 kN/m

Carichi variabili

Q_0 Sovraccarico variabile - Manodopera (q=2.0 kN/m^2)
p=2.0x2.5 5.0 kN/m

Fase 1 - Getto trave interna

Carichi permanenti

G_1 Peso proprio trave-cassero (γ=24.52 kN/m^3)
A=(0.15x2.5+2x(1.85-0.15)x0.15)=0.89 m^2
p=γ·A 21.9

G_2 Peso proprio - Fondo trave
A=0.50x2.2=1.10
m^2
p=γ·A 27.0

G_3 Peso proprio - Pareti laterali

A=2x(0.35x1.2)=0.84 m^2
p=γ·A 20.6

Tot carico permanente
$G=G_1+G_2+G_3$: **69.5** kN/m

Carichi variabili

Q_0 Sovraccarico variabile - Manodopera (q=2.0 kN/m^2)
p=2.0x2.5 **5.0** kN/m

7.1.2 Combinazioni di carico (NTC08 -§ 2.5.3)

In accordo con le Norme Tecniche per le Costruzioni 2008, sono state prese in considerazione le seguenti combinazioni di carico:

Stato limite ultimo:
Combinazione fondamentale:

a) $1.3 \cdot G + 1.5 \cdot Q_0$

Stato limite d'esercizio:
Combinazione caratteristica rara

b) $1.0 \cdot G + 1.0 \cdot Q_0$

Combinazione frequente

c) $1.0 \cdot G + 0.9 \cdot Q_0$

Combinazione quasi permanente

d) $1.0 \cdot G + 0.8 \cdot Q_0$

Il carico variabile da 9.4 t/m^2 impiegato per la verifica degli elementi dell'impalcato è stato applicato a scacchieraal fine di massimizzare le azioni interne in corrispondenza delle sezioni di mezzeria delle campate e degli appoggi.
Questa disposizione tiene conto delle posizioni dei binari delle gru di piazzale e delle corrispondenti fasce di rispetto.

7.1.3 Trave cassero - Tipo 2 - L=5.96 m

La tipologia 2 di trave cassero è disposta lungo le campate di lunghezza L=6.0 m misurata all'interasse dei pilastri dei cassoni affondati.

In riferimento alla tavola di progetto "MI010P-PE-S-C-D-4800-C0.dwg" si riportano i seguenti dati:

Luce di calcolo:

$$L_c = 5.96 - (1/3)\cdot 1.20 - 0.50\cdot 0.20 = 5.46 \text{ m}$$

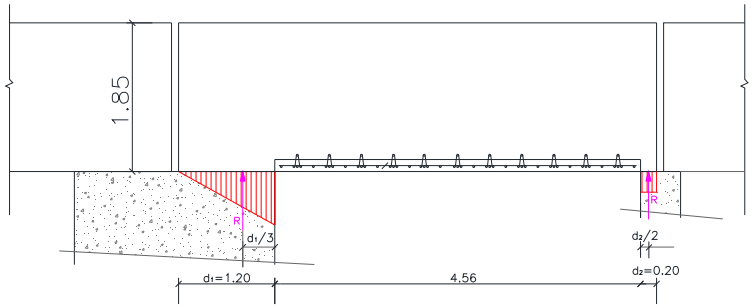


FIGURA 7-4 - TRAVE CASSERO TIPO 2 - DEFINIZIONE LUCE DI CALCOLO LC

Armatura longitudinale:

- Inferiore: $A_{s,inf}$= 3ϕ14 disposti in ciascuno dei vertici inferiori
- Superiore: $A_{s,sup}$=2ϕ14 disposti alla sommità di ciascuna delle due pareti

Armatura trasversale:

- Staffe ϕ8 200x200

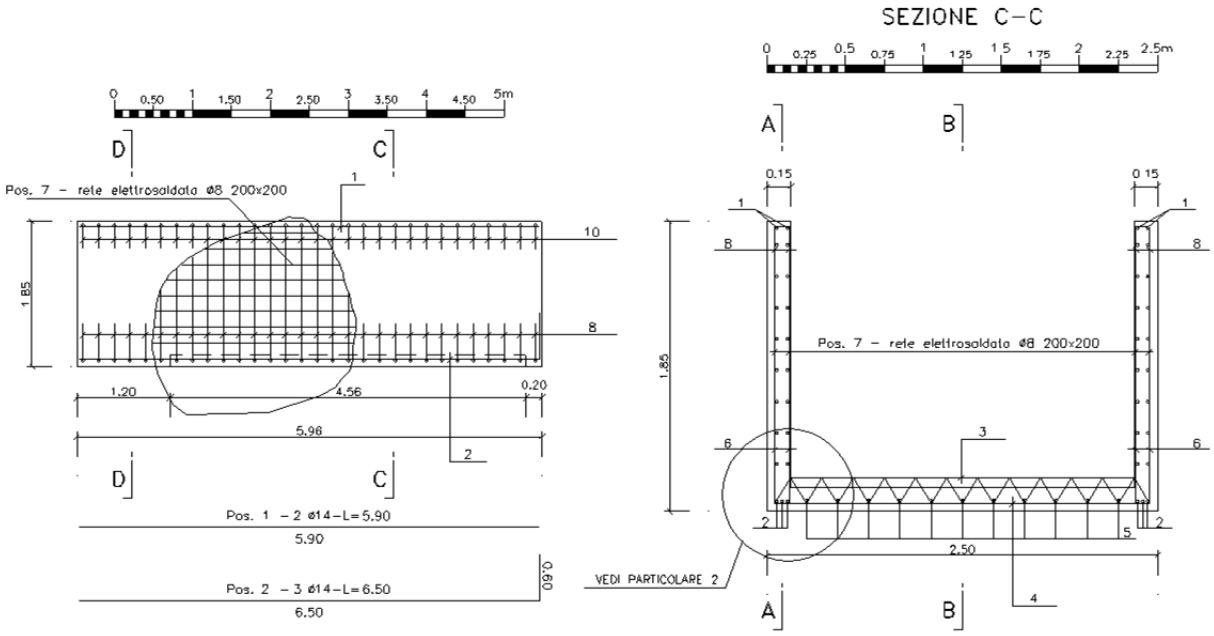


FIGURA 7-5 - TRAVE CASSERO TIPO 2 - SCHEMI D'ARMATURA

7.1.3.1 Azioni sollecitanti di progetto

La tabella seguente riporta i valori di azione assiale, taglio e momento flettente massimi agenti sulla trave-cassero durante le prime due fasi, sia per quanto riguarda le combinazioni agli stati limite ultimi che le combinazioni agli stati limite di esercizio.

	Azione sollecitante			Sezione	Comb.	Fase
S.L.U.	N_{Ed}^{+}	-	kN	-	-	-
	N_{Ed}^{-}	-	kN	-	-	-
	M_{Ed}^{+}	364.7	kNm	Mezzeria (fibre inferiori)	(a)	1
	V_{Ed}	267.1	kN	Appoggi	(a)	1
S.L.E. - Comb. Rare	N_{Ed}^{+}	-	kN	-	-	-
	N_{Ed}^{-}	-	kN	-	-	-
	M_{Ed}^{+}	277.6	kNm	Mezzeria (fibre inferiori)	(b)	1
	V_{Ed}	203.4	kN	Appoggi	(b)	1
S.L.E. - Comb. Frequenti	N_{Ed}^{+}	-	kN	-	-	-
	N_{Ed}^{-}	-	kN	-	-	-
	M_{Ed}^{+}	275.8	kNm	Mezzeria (fibre inferiori)	(c)	1
	V_{Ed}	202.0	kN	Appoggi	(c)	1
S.L.E. - Comb. Q.P.	N_{Ed}^{+}	-	kN	-	-	-
	N_{Ed}^{-}	-	kN	-	-	-
	M_{Ed}^{+}	273.9	kNm	Mezzeria (fibre inferiori)	(d)	1
	V_{Ed}	200.7	kN	Appoggi	(d)	1

TABELLA 7-1 - TRAVE CASSERO TIPO 2 - AZIONI SOLLECITANTI MASSIME

Verifica agli stati limite ultimi

Le verifiche sono state eseguite mediante l'impiego del software di calcolo VcaSlu.

Verifica a flessione - Lembo inferiore

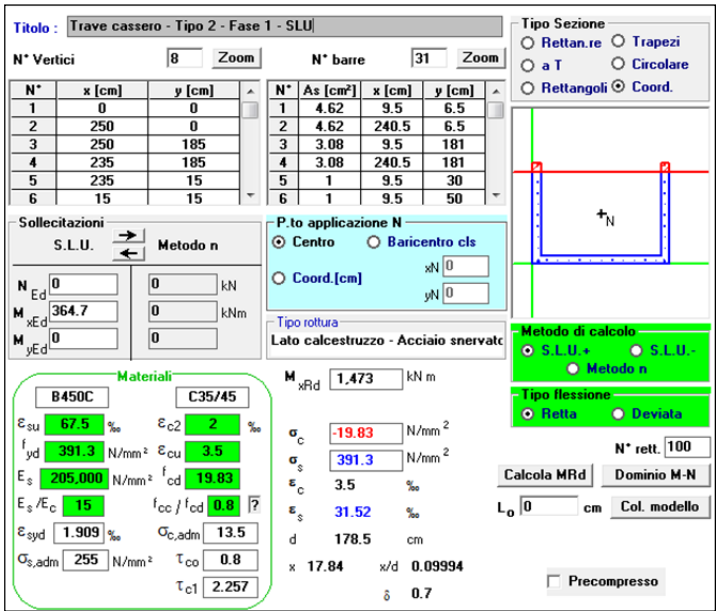


FIGURA 7-6 - VERIFICA A FLESSIONE - LEMBO TESO INFERIORE

Momento sollecitante di progetto:

M_{Ed}^{+}=364.7 kNm - Sezione di mezzeria - fibre inferiori - Comb. (a)

Momento resistente di progetto:

M_{Rd}= 1473.0 kNm

Verifica:

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

364.7 < 1473.0 kNm

Verifica soddisfatta

Verifica a taglio:

La verifica nei confronti dell'azione tagliante è stata condotta trascurando il contributo in termini di resistenza della soletta inferiore.
Pertanto, nei calcolo è stata considerata una sezione rettangolare equivalente alla somma delle sole pareti verticali.

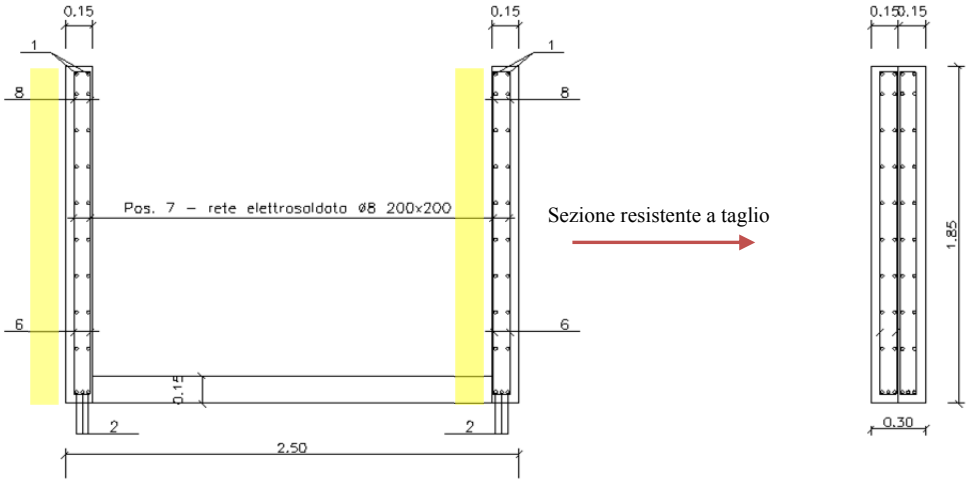


FIGURA 7-7 - TRAVE CASSERO TIPO 2 - SEZIONE RESISTENTE A TAGLIO

Taglio sollecitante di progetto:
$V_{Ed} = 267.1\,kN$ Comb. (a) - Sezioni d'appoggio

Resistenza a taglio della sezione priva di armature a taglio:

$$V_{Rd} = \left\{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}/\gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\right\} \cdot b_w \cdot d \geq V_{Rd,c,min} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd} = 185.6\ kN\ >\ V_{Rd,c,min} = 172.1\ kN$$

dove:

- $k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1.333 \leq 2$
- $v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0.319\ N/mm^2$
- d= altezza utile=1800 mm
- $\rho_1 = A_{sl}/(b_w \cdot d) = 0.0028 \leq 0.02$

- A_{sl}=15.4 cm^2
- $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c = 0.0 \frac{N}{mm^2} \le 0.2 \cdot f_{cd}$
- b_w= larghezza minima della sezione=2·150 =300 mm

Pertanto:

$V_{Rd} < V_{Ed}$

185.6<267.1 kN

E' necessario armare a taglio.

Resistenza a taglio della sezione dotata di armature a taglio:

Armatura trasversale:

Si predispongono staffe ϕ8 200x200 - 4 bracci - A_{sw}=10.0 cm^2/m

Si assume nei calcoli il valore cotθ=2.5 al fine di individuare la minima resistenza dei puntoni di calcestruzzo compresso.

Resistenza a "taglio-trazione":

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

$V_{Rsd} = 1584.8$ kN

Resistenza a "taglio-compressione":

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

$V_{Rcd} = 1661.9$ kN

Resistenza a taglio della sezione:

$$V_{Rd} = \min\{V_{R,Sd}; V_{R,Cd}\} = 1584.8 \text{ kN}$$

Pertanto:

$V_{Rcd} > V_{Ed}$

1548.8 > 267.1 kN

Verifica soddisfatta

Carico in prossimità degli appoggi

Lo sforzo di taglio in corrispondenza degli appoggi deve soddisfare la condizione:
$V_{Ed} \leq A_s \cdot f_{yd} \cdot \text{sen}\alpha$

Resistenza a taglio dell'armatura trasversale in corrispondenza dell'appoggio:
$V_{Rd,l} = A_s \cdot f_{yd} \cdot \text{sen}\alpha$ =361.6 kN

dove:
$A_s = 6\phi14 = 9.24\ cm^2$ Armatura longitudinale tesa in corrispondenza dell'appoggio

Pertanto:
$V_{Rd,l} > V_{Ed}$

361.6>267.1 kN

Verifica soddisfatta

7.1.3.2 Verifica agli stati limite d'esercizio

Sono state eseguite verifiche nei confronti dei seguenti stati limite:
- Apertura delle fessure
- Controllo delle tensioni di esercizio

La trave cassero è considerata mezzo d'opera e di conseguenza non si ritiene necessario effettuare la verifica nei confronti dello stato limite di deformabilità.

Apertura delle fessure

L'apertura delle fessure è stata calcolata con il metodo diretto, in accordo con le NTC08 ,§4.1.2.2.4

Condizioni ambientali: XS3 - Molto aggressive
Sensibilità armature: poco sensibili (acciaio ordinario)

Stati limite da verificare:

- Apertura delle fessure < w_1=0.2 mm - Combinazioni frequenti
- Apertura delle fessure < w_1=0.2 mm - Combinazioni quasi permanenti

Poiché la limitazione alla fessurazione è la medesima per le due tipologie di combinazione di carico, si considera la condizione più gravosa, ovvero la combinazione frequente (c).
La sollecitazione massima risulta:
M_{Ed}^{+}=275.8 kNm - Comb. (c) - Frequente
Analogamente a quanto fatto per la verifica a taglio, nei calcoli è stata considerata una sezione costituita dalle sole pareti verticali.

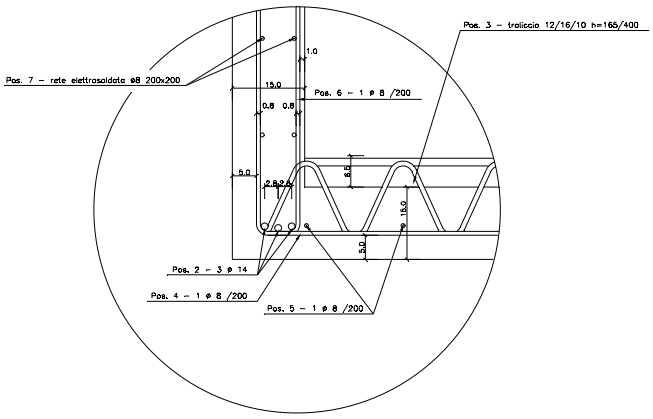


FIGURA 7-8 - TRAVE CASSERO TIPO 2 - DETTAGLIO ARMATURA LONGITUDINALE INFERIORE

La verifica è stata condotta a mezzo dei seguenti parametri:

Armatura longitudinale:
A_s=3+3ϕ14=9.24 cm^2

Diametro delle barre:
ϕ=14mm

Distanza massima tra due fessure successive:

$$\Delta_{s\,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 266.6 \text{ mm}$$

dove:

- k_1 = Coefficiente che tiene conto delle proprietà di aderenza delle barre, assunto pari a 0.8 per barre ad aderenza migliorata;
- k_2 = Coefficiente che tiene conto del diagramma delle deformazioni, assunto pari a 0.5 per via della presenza di sola flessione;
- k_3 = Termine di derivazione sperimentale, assunto pari a 3.4;
- k_4 = Termine di derivazione sperimentale, assunto pari a 0.425.
- $\rho_{eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}}$ = rapporto geometrico d'armatura =0.02464
- $A_{c,eff}$ = Area di calcestruzzo entro la quale la barra d'acciaio può effettivamente influenzare
  l'apertura della fessura = $b_{c,eff} \cdot h_{c,eff}$ =375 cm^2

$h_{c,eff} = \min\{2.5 \cdot (h-d); (h-x)/3; h/2\}$

$h_{c,eff} = \min\{12.5; 45.8; 92.5\}$ =12.5 cm

$b_{c,eff} = 2 \cdot 15 = 30$ cm

Posizione asse neutro per la sezione fessurata

x =47.6 cm

Deformazione unitaria media delle barre

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} \geq \varepsilon_{sm,min} = 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$\varepsilon_{sm} = 0.00001$

$\varepsilon_{sm,min} = 0.00027$

La disuguaglianza non risulta soddisfatta; Si assume nei calcoli il valore minimo di deformazione unitaria media delle barre:

$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{sm,min} = 0.00027$

dove:

- σ_s = Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata= 92.1 N/mm^2
- $\alpha_e = E_s/E_c = 205000/34077 = 6.1$

- $\rho_{eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = 0.02464$
- k_t =fattore dipendente dalla durata del carico, assunto pari a 0.6 per carichi di breve durata.

La posizione dell'asse neutro e la tensione effettiva nell'acciaio σ_s sopra indicati, sono stati determinati con il software di calcolo VcaSlu con la sezione al II stadio.
La schermata seguente riporta, in dettaglio, l'analisi della sezione:

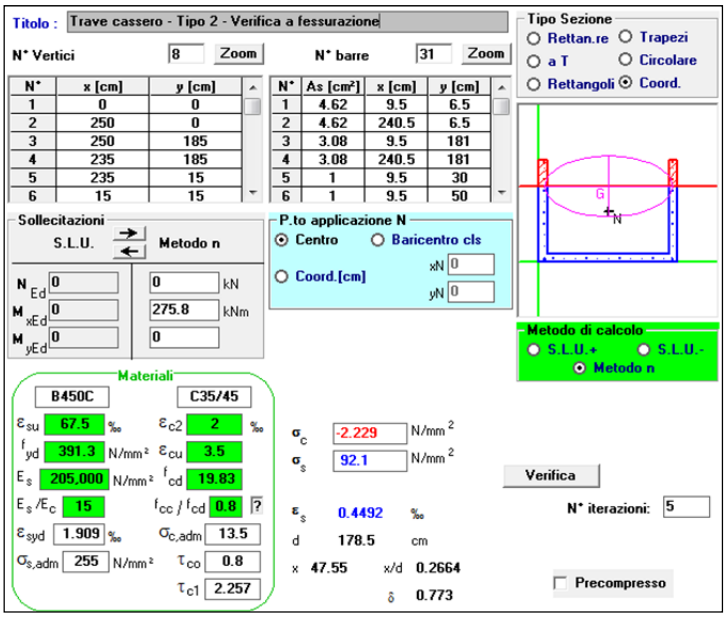


FIGURA 7-9 - TRAVE CASSERO TIPO 2 - VERIFICA A FESSURAZIONE - CALCOLO TENSIONE NELL'ACCIAIO

Valore di calcolo dell'apertura delle fessure

$$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{s\,max} = 0.00027 \cdot 266.6 = 0.1 \text{ mm}$$

Verifica

$$w_d = 0.1 \text{ mm} < w_1 = 0.2$$

Verifica soddisfatta

Verifica delle tensioni d'esercizio

Le massime tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio devono rispettare le seguenti limitazioni (§4.1.2.2.5, NTC08)

- $\sigma_c < 0.6 \cdot f_{ck}$ per combinazione caratteristica (rara)
- $\sigma_c < 0.45 \cdot f_{ck}$ per combinazione quasi permanente
- $\sigma_s < 0.8 \cdot f_{yk}$ per combinazione caratteristica (rara)

Massime azioni sollecitanti:

Combinazione caratteristica rara:

Momento flettente massimo positivo M_{Ed}^{+} = 277.6 kNm Comb.(b)

Combinazione quasi permanente:

Momento flettente massimo positivo M_{Ed}^{+} = 273.9 kNm Comb.(d)

Calcolo delle tensioni:

Combinazione caratteristica rara - M_{Ed}^{+}=277.6 kNm - Comb.(b)

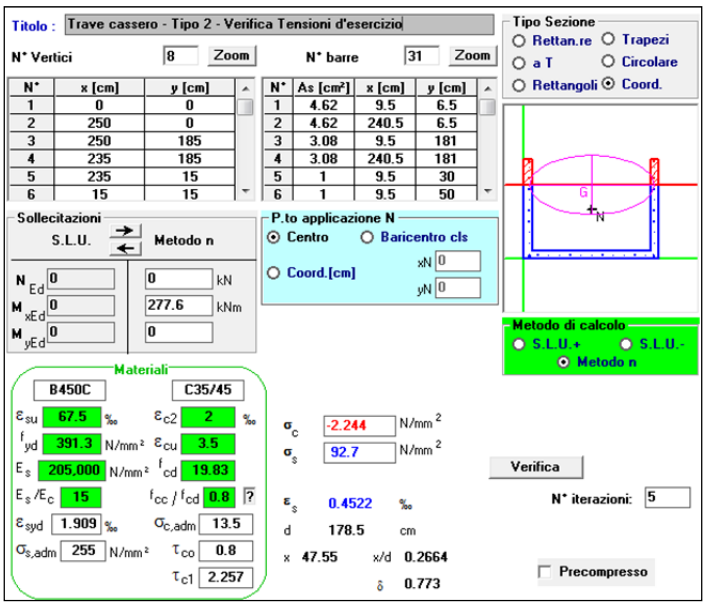


FIGURA 7-10 - TRAVE CASSERO TIPO 2 - CONTROLLO TENSIONI D'ESERCIZIO -COMB. RARE

σ_c =-2.3 N/mm^2 (Compressione)
σ_s =92.7 N/mm^2 (Trazione)

Combinazione quasi permanente - M_{Ed}^+ =273.9 kNm - Comb.(d)

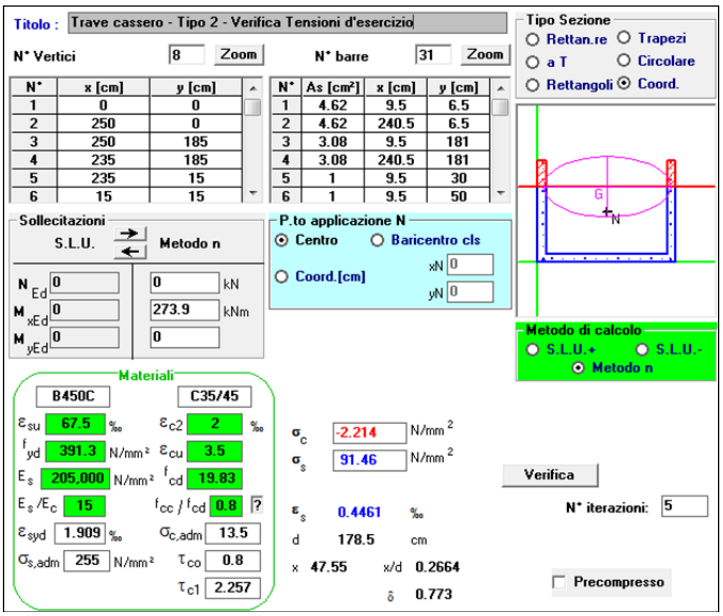


FIGURA 7-11 - TRAVE CASSERO TIPO 2 - CONTROLLO TENSIONI D'ESERCIZIO -COMB. QUASI PERMANENTI

σ_c =-2.2 N/mm^2 (Compressione)
σ_s =91.5 N/mm^2 (Trazione)

Riepilogando si ottengono i seguenti valori di tensione in mezzeria:

Comb.	**Sollecitazione**			**Tensioni**		
				$\sigma_{c,max}$	**$\sigma_{s,max}$**	
Rara - (c)	M_{max}^+ =	277.6	kNm	-2.3	92.7	N/mm^2
Q.P - (g)	M_{max}^+ =	273.9	kNm	-2.2	91.5	N/mm^2

Verifica tensione nel calcestruzzo

Combinazione Caratteristica Rara:

$\sigma_c = 2.3 < 0.6 \cdot f_{ck} = 21$ N/mm^2

Verifica soddisfatta

Combinazione Quasi permanente :
$\sigma_c = 2.2 < 0.45 \cdot f_{ck} = 15.7$ N/mm^2

Verifica soddisfatta

Verifica tensione nell'acciaio
$\sigma_s = 92.7 < 0.8 \cdot f_{yk} = 360$ N/mm^2

Verifica soddisfatta

7.1.3.3 Verifica limiti di armatura

Si considera la sola armatura longitudinale nelle pareti della trave, sono disposti complessivamente:
$A_{s,inf}$ = 6ϕ14= 924 mm^2
$A_{s,sup}$= 4ϕ14=616 mm^2

La trave cassero ha la funzione di mezzo d'opera pertanto non si considera necessario utilizzare i limiti d'armatura in ambito sismico imposti dalla normativa. Si presuppone infatti che durante la fase costruttiva (fasi 0 ed 1) non si verifichino eventi sismici.
Si rispettano dunque solamente i limiti di armatura minima prescritti da Cap. 4 NTC08.

Verifica armatura longitudinale

Armatura minima:

L'armatura longitudinale in zona tesa deve essere di area superiore a:

$$A_{s.min} \geq \max\left\{0.26\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t \cdot d; 0.0013 b_t d\right\}$$

dove:
- f_{ctm} =valore medio della resistenza a trazione assiale = 3.21 N/mm^2
- f_{yk} = valore caratteristico della resistenza a trazione dell'armatura = 450 N/mm^2
- b_t =larghezza media della zona tesa =2·150=300 mm
- d = altezza utile della sezione = 1800 mm

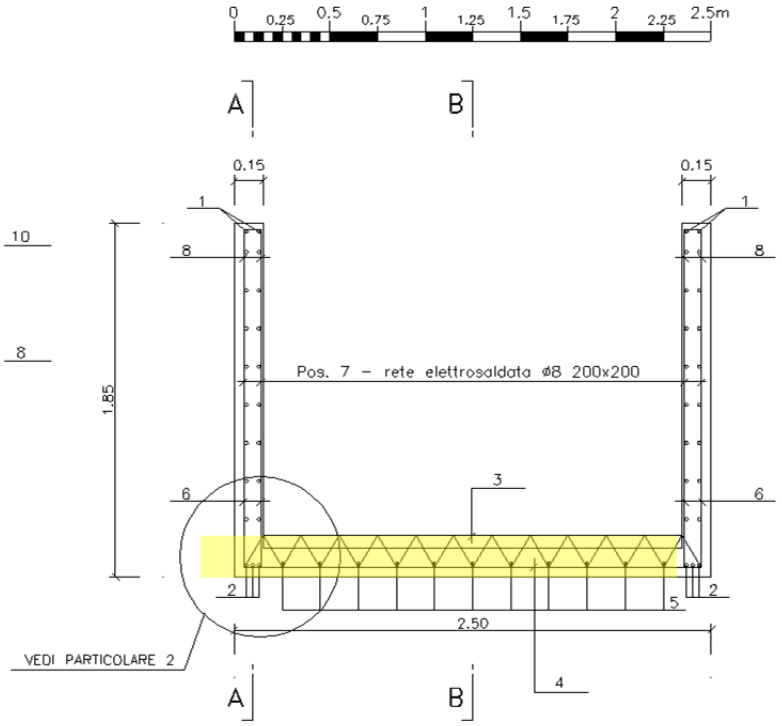
Pertanto:

$$924\ mm^2 \leq \max\{1001.5\ mm^2; 702\ mm^2\}$$

La scelta di prendere in considerazione solamente le barre d'armatura disposte ai vertici inferiori della sezione si dimostra, in questo caso, troppo conservativa.

Riesaminando la sezione includendo anche le barre d'armatura ϕ8/200 disposte nella soletta inferiore della sezione, si ottiene:

$A_{s,inf} = 6\phi14+11\phi8 = 1474\ mm^2$



da cui:

$$1474\ mm^2 \geq \max\{1001.5\ mm^2; 702\ mm^2\}$$

Verifica soddisfatta

Armatura massima:

Al di fuori delle zone di sovrapposizione, l'area di armatura tesa o compressa non deve superare individualmente:

$A_{smax} \leq 0.04 A_c$

$1474\ mm^2 \leq 22200\ mm^2$

dove:

- A_c = Area della sezione trasversale di calcestruzzo considerata

$A_c = 2 \cdot (150 \cdot 1850) = 22000\ mm^2$

Verifica soddisfatta

Verifica armatura trasversale

Passo d'armatura trasversale:

Il passo delle staffe deve rispettare le seguenti limitazioni:

$s \leq \min\{0.8 \cdot d; 3\,staffe/m\}$

$200\ mm \leq \min\{1440\ mm; 330\ mm\} = 300 mm$

Verifica soddisfatta

Area minima d'armatura:

La sezione complessiva non inferiore ad:

$A_{st} \geq 1.5 b\ mm^2/m$

$1000\ mm^2/m \geq 450\ mm^2/m$

dove:

- b = spessore minimo dell'anima in mm=300 mm

Verifica soddisfatta

7.1.4 Trave cassero - Tipo 3 - L=12.04 m

La tipologia 3 di trave cassero è disposta lungo le campate di lunghezza L=12.08 m misurata all'interasse dei pilastri dei cassoni affondati.
In riferimento alla tavola di progetto "MI010P-PE-S-C-D-4803-C0.dwg" si riportano i seguenti dati:

Luce di calcolo:

$$L_c = 12.04 - 2 \cdot (1/3) \cdot 1.20 = 11.24 \text{ m}$$

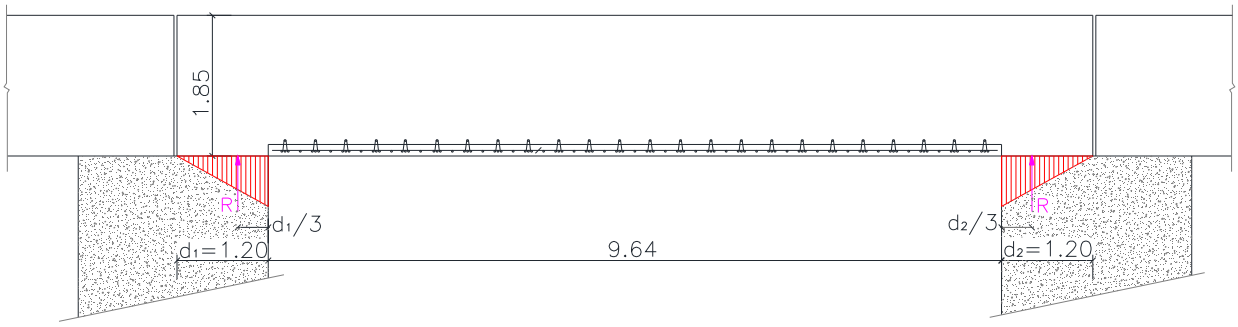


FIGURA 7-12 - TRAVE CASSERO TIPO 3 - DEFINIZIONE DELLA LUCE DI CALCOLO LC

Armatura longitudinali:

- Inferiore: $A_{s,inf}$ = 6ϕ14 disposti in ciascuno dei vertici inferiori
  2ϕ12 disposti in ciascuno dei vertici inferiori
- Superiore: $A_{s,sup}$ = 2ϕ14 disposti alla sommità di ciascuna delle due pareti

Armatura trasversale:

- Staffe ϕ8 200x200

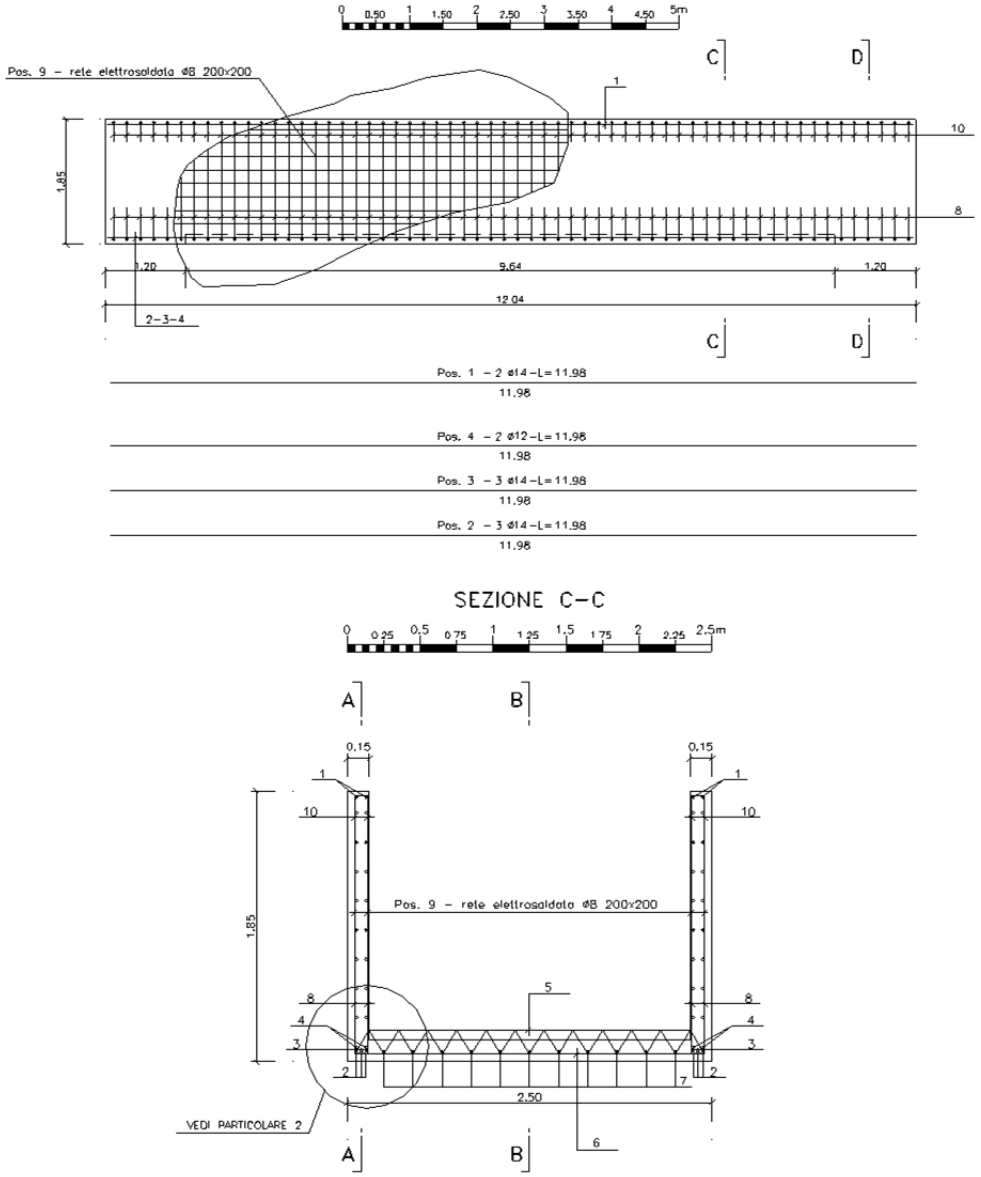


FIGURA 7-13 - TRAVE CASSERO TIPO 3 - SCHEMI D'ARMATURA

Le Combinazioni di carico assunte nei calcoli sono le medesime di quelle impiegate per la trave cassero tipo 2.

7.1.4.1 Azioni sollecitanti di progetto:

La tabella seguente riporta i valori di azione assiale, taglio e momento flettente massimi agenti sulla trave-cassero durante le prime due fasi, sia per quanto riguarda le combinazioni agli stati limite ultimi che le combinazioni agli stati limite di esercizio.

	Azione sollecitante			Sezione	Comb.	Fase
S.L.U.	N_{Ed}^{+}	-	kN	-	-	-
	N_{Ed}^{-}	-	kN	-	-	-
	M_{Ed}^{+}	1545.3	kNm	Mezzeria (fibre inferiori)	(a)	1
	V_{Ed}	549.9	kN	Appoggi	(a)	1
S.L.E. - Comb. Rare	N_{Ed}^{+}	-	kN	-	-	-
	N_{Ed}^{-}	-	kN	-	-	-
	M_{Ed}^{+}	1176.0	kNm	Mezzeria (fibre inferiori)	(b)	1
	V_{Ed}	418.0	kN	Appoggi	(b)	1
S.L.E. - Comb. Frequenti	N_{Ed}^{+}	-	kN	-	-	-
	N_{Ed}^{-}	-	kN	-	-	-
	M_{Ed}^{+}	1168.6	kNm	Mezzeria (fibre inferiori)	(c)	1
	V_{Ed}	451.9	kN	Appoggi	(c)	1
S.L.E. - Comb. Q.P.	N_{Ed}^{+}	-	kN	-	-	-
	N_{Ed}^{-}	-	kN	-	-	-
	M_{Ed}^{+}	1160.7	kNm	Mezzeria (fibre inferiori)	(d)	1
	V_{Ed}	413.1	kN	Appoggi	(d)	1

TABELLA 7-2 - TRAVE CASSERO TIPO 3 - AZIONI SOLLECITANTI MASSIME

7.1.4.2 Verifica agli stati limite ultimi

Verifica a flessione - Lembo inferiore

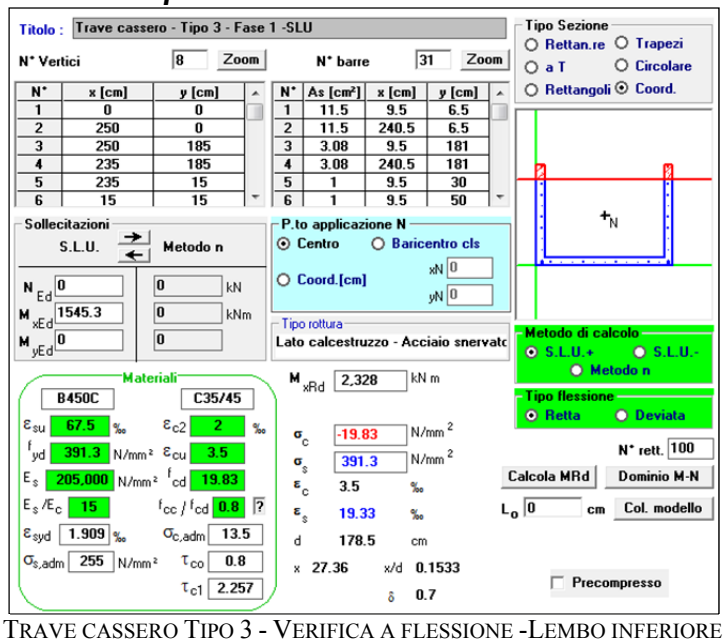


FIGURA 7-14 - TRAVE CASSERO TIPO 3 - VERIFICA A FLESSIONE -LEMBO INFERIORE TESO

Momento sollecitante di progetto:

M_{Ed}^{+}=1545.3 kNm - Sezione di mezzeria - fibre inferiori - Comb. (a)

Momento resistente di progetto:

M_{Rd}= 2328.0 kNm

Verifica:

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

1545.3 < 2328.0 kNm

Verifica soddisfatta

Verifica a taglio:

Analogamente a quanto eseguito per la trave cassero di tipo 2, la verifica nei confronti dell'azione tagliante è stata condotta trascurando il contributo in termini di resistenza della soletta inferiore.
Pertanto, nei calcolo è stata considerata una sezione rettangolare equivalente alla somma delle sole pareti verticali.

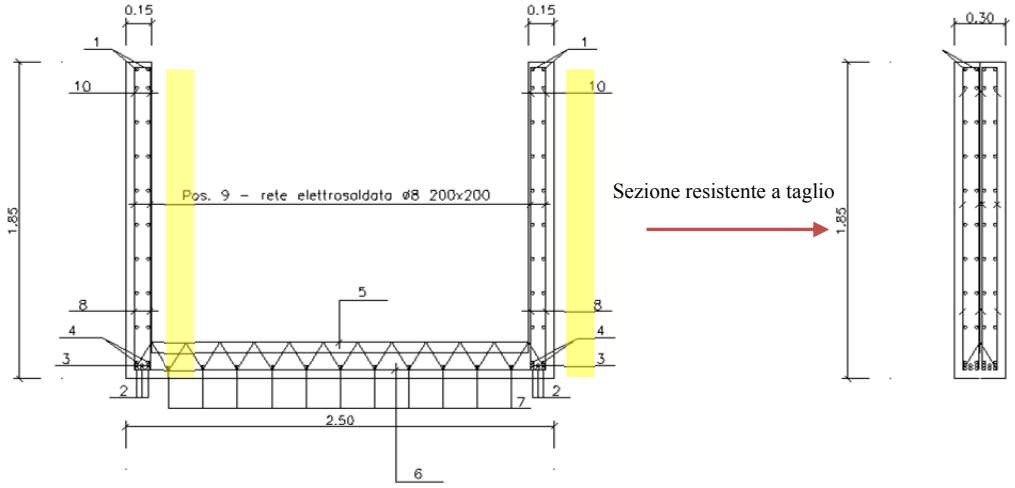


FIGURA 7-15 - TRAVE CASSERO TIPO 3 - VERIFICA A TAGLIO - SEZIONE RESISTENTE

Taglio sollecitante di progetto:
$V_{Ed} = 549.9$ kN Comb. (a) - Sezioni A, C in appoggio

Resistenza a taglio della sezione priva di armature a taglio:

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

$$V_{Rd} = 230.1 \text{ kN} > V_{Rd,c,min} = 172.1 \text{ kN}$$

dove:

- $k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1.333 \leq 2$
- $v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0.319$ N/mm^2
- d= altezza utile=1800 mm

- $\rho_1 = A_{sl}/(b_w \cdot d) = 0.0054 \le 0.02$
- $A_{sl} = 29.16\ cm^2$
- $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c = 0.0\ N/mm^2 \le 0.2 \cdot f_{cd}$
- b_w= larghezza minima della sezione=2·150 =300 mm

Pertanto:

$V_{Rd} < V_{Ed}$

230.1<549.9 kN

E' necessario armare a taglio.

Resistenza a taglio della sezione dotata di armature a taglio:

Armatura trasversale:

Si predispongono staffe ϕ8 200x200 - 4 bracci - A_{sw}=10.0 cm^2/m

Si assume nei calcoli il valore cotθ=2.5 al fine di individuare la minima resistenza dei puntoni di calcestruzzo compresso.

Resistenza a "taglio-trazione":

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

$V_{Rsd} = 1584.8\ kN$

Resistenza a "taglio-compressione":

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

$V_{Rcd} = 1661.9\ kN$

Resistenza a taglio della sezione:

$V_{Rd} = \min\{V_{R,Sd}; V_{R,Cd}\} = 1584.8\ kN$

Pertanto:

$V_{Rcd} > V_{Ed}$

1548.8 > 549.9 kN

Verifica soddisfatta

Carico in prossimità degli appoggi

Lo sforzo di taglio in corrispondenza degli appoggi deve soddisfare la condizione:

$V_{Ed} \leq A_s \cdot f_{yd} \cdot \text{sen}\alpha$

Resistenza a taglio dell'armatura trasversale in corrispondenza dell'appoggio:

$V_{Rd,l} = A_s \cdot f_{yd} \cdot \text{sen}\alpha$ =899.9 kN

dove:

A_s = 12ϕ14+4 ϕ12=23.0 cm^2 Armatura longitudinale tesa in corrispondenza dell'appoggio

Pertanto:

$V_{Rd,l} > V_{Ed}$

899.9>549.9 kN

Verifica soddisfatta

7.1.4.3 Verifica agli stati limite d'esercizio

Sono state eseguite verifiche nei confronti dei seguenti stati limite:

- Apertura delle fessure
- Controllo delle tensioni di esercizio

La trave cassero è considerata mezzo d'opera e di conseguenza non si ritiene necessario effettuare la verifica nei confronti dello stato limite di deformabilità.

Apertura delle fessure

L'apertura delle fessure è stata calcolata con il metodo diretto, in accordo con le NTC08 ,§4.1.2.2.4

Condizioni ambientali: XS3 - Molto aggressive
Sensibilità armature: poco sensibili (acciaio ordinario)
Stati limite da verificare:

- Apertura delle fessure < w_1=0.2 mm - Combinazioni frequenti
- Apertura delle fessure < w_1=0.2 mm - Combinazioni quasi permanenti

Poiché la limitazione alla fessurazione è la medesima per le due tipologie di combinazione di carico, si considera la condizione più gravosa, ovvero la combinazione frequente (c).
La sollecitazione massima risulta:

M_{Ed}^{+}=1168.6 kNm - Comb. (c) - Frequente
Analogamente a quanto fatto per la verifica a taglio, nei calcoli è stata considerata una sezione costituita dalle sole pareti verticali.

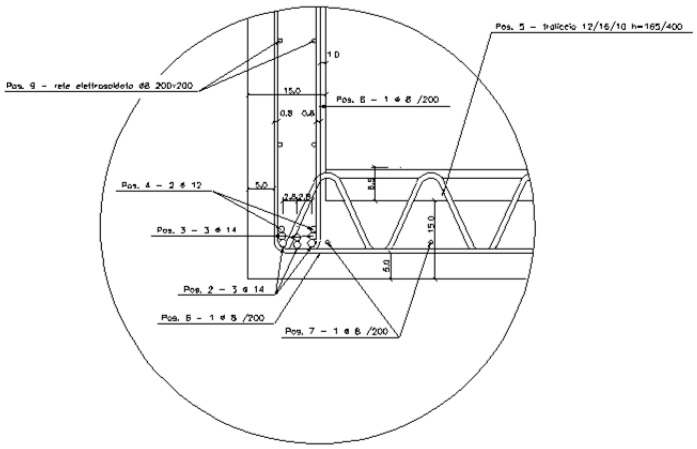


FIGURA 7-16 - TRAVE CASSERO TIPO 3 - DETTAGLIO ARMATURA LONGITUDINALE

Armatura longitudinale:
A_s=12ϕ14+4ϕ12=23.0 cm^2

Diametro delle barre:
La sezione considerata è dotata di barre d'armature di diametri differenti: ϕ14 e ϕ12.
E' necessario il calcolo di un diametro equivalente secondo la seguente espressione (Circolare 02/02/2009, N°614 - C.S.LL.PP -§ C.4.1.2.2.4.6):

$$\phi_{eq} = \frac{n_1 \cdot \phi_1^2 + n_2 \cdot \phi_2^2}{n_1 \cdot \phi_1 + n_2 \cdot \phi_2} = 13.56$$

dove:

- n_1 =n° barre ϕ14 =12
- n_2 =n° barre ϕ12 =4
- ϕ_1=14 mm
- ϕ_2=12 mm

Distanza massima tra due fessure successive:

$$\Delta_{s\max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi_{eq}}{\rho_{eff}} = 207.6 \text{ mm}$$

dove:

- k_1 = Coefficiente che tiene conto delle proprietà di aderenza delle barre, assunto pari a 0.8 per barre ad aderenza migliorata;
- k_2 = Coefficiente che tiene conto del diagramma delle deformazioni, assunto pari a 0.5 per via della presenza di sola flessione;
- k_3 = Termine di derivazione sperimentale, assunto pari a 3.4;
- k_4 = Termine di derivazione sperimentale, assunto pari a 0.425.
- $\rho_{eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}}$ = rapporto geometrico d'armatura =0.0613
- $A_{c,eff}$ = Area di calcestruzzo entro la quale la barra d'acciaio può effettivamente influenzare
  l'apertura delle fessure = $b_{c,eff} \cdot h_{c,eff}$ =375 cm^2

$$h_{c,eff} = \min\{2.5 \cdot (h-d); (h-x)/3; h/2\}$$
$$h_{c,eff} = \min\{12.5; 42.0; 92.5\} = 12.5 \text{ cm}$$
$$b_{c,eff} = 2 \cdot 15 = 30 \text{ cm}$$

Posizione asse neutro per la sezione fessurata

x =59.01 cm

Deformazione unitaria media delle barre

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} \geq \varepsilon_{sm,min} = 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$\varepsilon_{sm} = 0.000913$$

$\varepsilon_{sm,min} = 0.000673$

La disuguaglianza risulta soddisfatta pertanto si assume nei calcoli il seguente valore:
$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{sm,min} = 0.000913$

dove:

- σ_s = Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata= 230.1 N/mm^2
- $\alpha_e = E_s/E_c = 205000/34077 = 6.1$
- $\rho_{eff} = \dfrac{A_s}{A_{c,eff}} = 0.0613$
- k_t =fattore dipendente dalla durata del carico, assunto pari a 0.6 per carichi di breve durata.

La posizione dell'asse neutro e la tensione effettiva nelle barre d'acciaio effettivamente considerate, sono stati determinati con il software di calcolo VcaSlu con la sezione al II stadio.

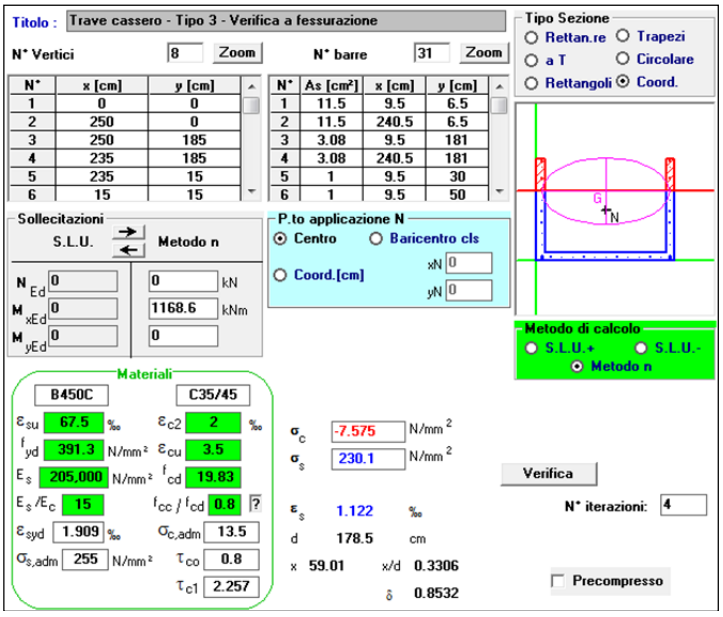


FIGURA 7-17 - TRAVE CASSERO TIPO 3 - VERIFICA A FESSURAZIONE - CALCOLO TENSIONE MASSIMA NELL'ACCIAIO

Valore di calcolo dell'apertura delle fessure

$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{s\,max} = 0.000913 \cdot 207.6 = 0.19$ mm

Verifica

$w_d = 0.19 \text{ mm} < w_1 = 0.2$

Verifica soddisfatta

Verifica delle tensioni d'esercizio

Le massime tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio devono rispettare le seguenti limitazioni (§4.1.2.2.5, NTC08)

- $\sigma_c < 0.6 \cdot f_{ck}$ per combinazione caratteristica (rara)
- $\sigma_c < 0.45 \cdot f_{ck}$ per combinazione quasi permanente
- $\sigma_s < 0.8 \cdot f_{yk}$ per combinazione caratteristica (rara)

Massime azioni sollecitanti:

Combinazione caratteristica rara:

Momento flettente massimo positivo $M_{Ed}^{+} =$ 1176.0 kNm Comb.(b)

Combinazione quasi permanente:

Momento flettente massimo positivo $M_{Ed}^{+} =$ 1160.7 kNm Comb.(d)

Calcolo delle tensioni:

Combinazione caratteristica rara - M_{Ed}^{+}=1176.0 kNm - Comb.(b)

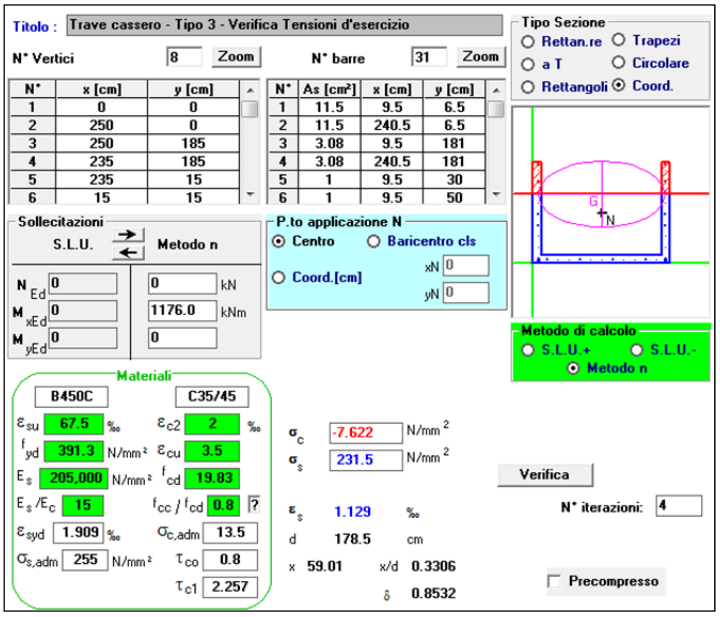


FIGURA 7-18 - TRAVE CASSERO TIPO 3 - CONTROLLO DELLE TENSIONI D'ESERCIZIO - COMB. RARE

σ_c =-7.6 N/mm^2 (Compressione)

σ_s =231.5 N/mm^2 (Trazione)

Combinazione quasi permanente - M_{Ed}^+ =1160.7 kNm - Comb.(d)

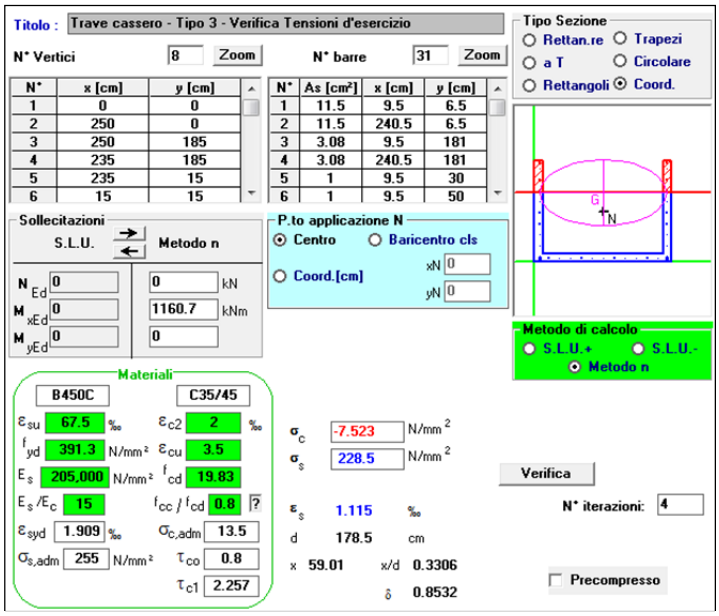


FIGURA 7-19 - TRAVE CASSERO TIPO 3 - CONTROLLO DELLE TENSIONI D'ESERCIZIO - COMB. QUASI PERMANENTI

σ_c =-7.5 N/mm^2 (Compressione)
σ_s =228.5 N/mm^2 (Trazione)

Riepilogando si ottengono i seguenti valori di tensione in mezzeria:

Comb.	**Sollecitazione**			**Tensioni**		
Rara - (c)	M_{max}^{+} =	1176.0	kNm	-7.6	231.5	N/mm^2
Q.P - (g)	M_{max}^{+} =	1160.7	kNm	-7.5	228.5	N/mm^2

Verifica tensione nel calcestruzzo
Combinazione Caratteristica Rara:
$\sigma_c = 7.6 < 0.6 \cdot f_{ck} = 21$ N/mm^2

Verifica soddisfatta

Combinazione Quasi permanente :
$\sigma_c = 7.5 < 0.45 \cdot f_{ck} = 15.7$ N/mm^2

Verifica soddisfatta

Verifica tensione nell'acciaio
$\sigma_s = 231.5 < 0.8 \cdot f_{yk} = 360$ N/mm^2

Verifica soddisfatta

7.1.4.4 Verifica limiti di armatura

Si considera la sola armatura longitudinale nelle pareti della trave, sono disposti complessivamente:
$A_{s,inf}$ = 12ϕ14+4 ϕ12= 2300 mm^2
$A_{s,sup}$= 4ϕ14=616 mm^2

La trave cassero ha la funzione di mezzo d'opera pertanto non si considera necessario utilizzare i limiti d'armatura in ambito sismico imposti dalla normativa. Si presuppone infatti che durante la fase costruttiva (fasi 0 ed 1) non si verifichino eventi sismici.
Si rispettano dunque solamente i limiti di armatura minima prescritti da Cap. 4 NTC08.

Verifica armatura longitudinale

Armatura minima:

L'armatura longitudinale in zona tesa deve essere di area superiore a:

$$A_{s.min} \geq \max\left\{0.26\frac{f_{ctm}}{f_{yk}}b_t \cdot d; 0.0013 b_t d\right\}$$

dove:

- f_{ctm} =valore medio della resistenza a trazione assiale = 3.21 N/mm^2
- f_{yk} = valore caratteristico della resistenza a trazione dell'armatura = 450 N/mm^2
- b_t =larghezza media della zona tesa =2·150=300 mm
- d = altezza utile della sezione = 1800 mm

Pertanto:

$$2300\ mm^2 \geq \max\{1001.5\ mm^2; 702\ mm^2\}$$

Verifica soddisfatta

Armatura massima:

Al di fuori delle zone di sovrapposizione, l'area di armatura tesa o compressa non deve superare individualmente:

$$A_{smax} \leq 0.04 A_c$$

$$2300\ mm^2 \leq 22200\ mm^2$$

dove:

- A_c = Area della sezione trasversale di calcestruzzo considerata

$A_c = 2\cdot(150\cdot1850)=22000\ mm^2$

Verifica soddisfatta

Verifica armatura trasversale

Passo d'armatura trasversale:

Il passo delle staffe deve soddisfare le seguenti prescrizioni:

$s \le \min\{0.8 \cdot d; 3\,staffe/m\}$

$200\ mm \le \min\{1440\ mm; 330\ mm\} = 300mm$

Verifica soddisfatta

Area minima d'armatura:

La sezione complessiva non inferiore ad:

$A_{st} \ge 1.5 b\ mm^2/m$

$1000\ mm^2/m \ge 450\ mm^2/m$

dove:

- b = spessore minimo dell'anima in mm=300 mm

Verifica soddisfatta

7.1.5 Trave cassero - Tipo 8 - L=12.58 m

La tipologia 8 di trave cassero è predisposta in corrispondenza della porzione a sbalzo dell'impalcato tra i picchetti Q ed R, appartenente alla "macro" adiacente.

A differenza delle due tipologie viste in precedenza, lo schema statico è quello di trave su due appoggi con sbalzo.

In riferimento alla tavola di progetto "MI010P-PE-S-C-D-4805-C0.dwg" si riportano i seguenti dati:

Luce di calcolo:

Si assume nei calcoli, una distribuzione uniforme delle tensioni di compressione in corrispondenza dell'appoggio centrale costituito dal pilastro di dimensioni 2.5x2.5 m.

$L_{c,1}=5.35+0.5 \cdot 2.5=6.60$ m

$L_{c,2}$=4.53+0.5·2.5+0.5·0.2=5.88 m

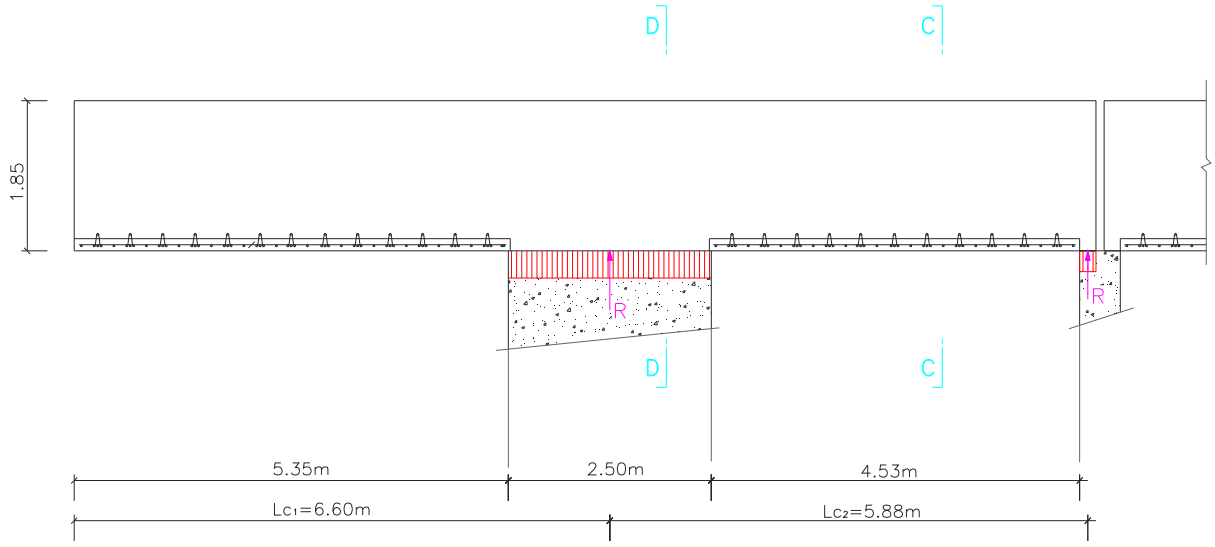


FIGURA 7-20 - TRAVE CASSERO TIPO 8 - DEFINIZIONE DELLA LUCE DI CALCOLO LC

La verifica è stata eseguita in corrispondenza della sezione D posta in corrispondenza dell'appoggio centrale.

E' stata predisposta la seguente armatura:

Sezione D-D:
Armatura longitudinali:

- Superiore: $A_{s,sup}$ = 10ϕ14 disposti in ciascuno dei vertici superiori
- Inferiore: $A_{s,inf}$ = 3ϕ14 disposti in ciascuno dei vertici inferiori

Armatura trasversale:

- Staffe ϕ8 200x200

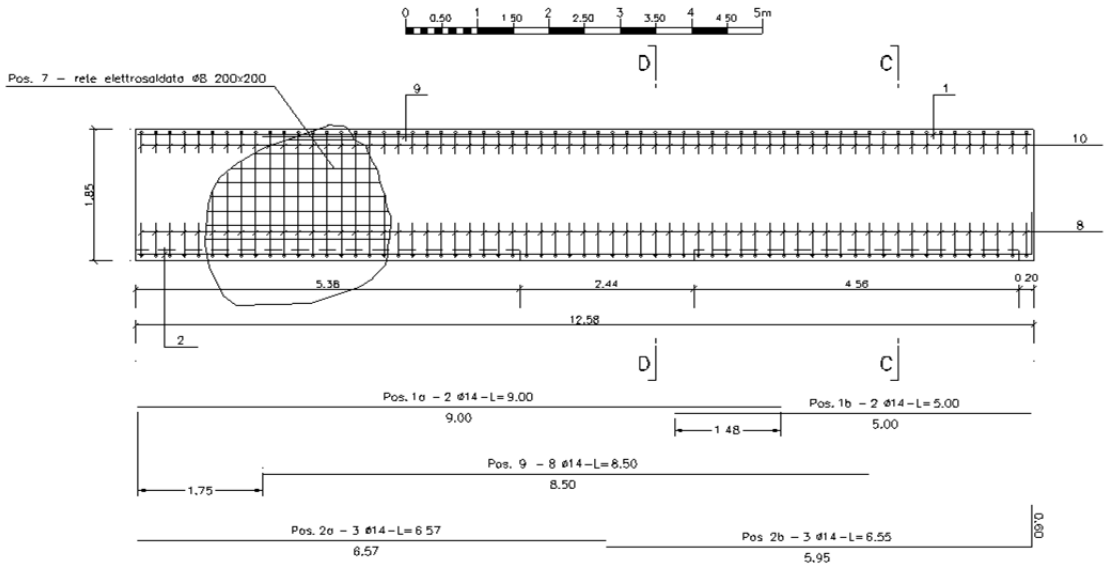


FIGURA 7-21 - TRAVE CASSERO TIPO 8 - SCHEMI D'ARMATURA

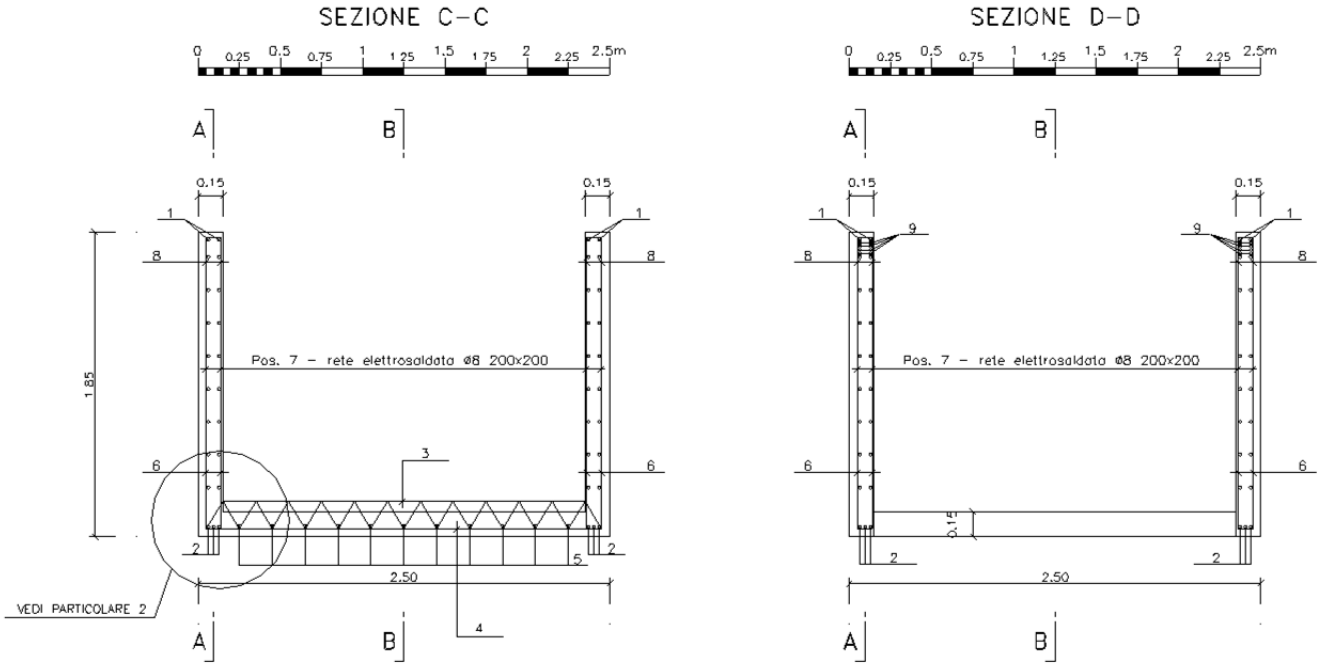


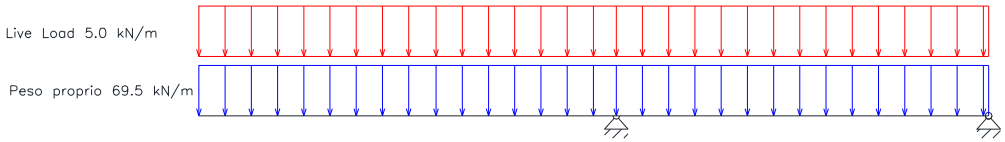
FIGURA 7-22 - TRAVE CASSERO TIPO 8 - SCHEMI D'ARMATURA - SEZIONI C E D

Le Combinazioni di carico assunte nei calcoli sono le medesime di quelle impiegate per la trave cassero tipo 2.

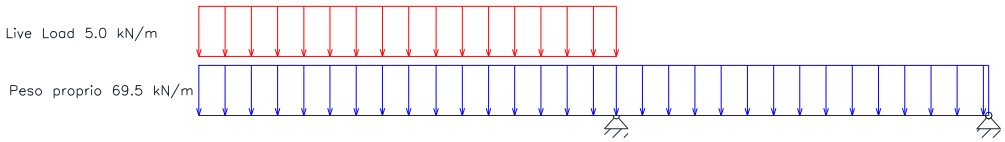
Al fine di massimizzare i valori delle azioni interne sollecitanti, il carico variabile è stato applicato "a scacchiera", pertanto, le azioni massime di momento e taglio sono frutto dell'inviluppo delle varie combinazioni analizzate.

Lo schema seguente mostra la disposizione per il carico variabile impiegata nei calcoli.

Carico variabile su entrambe le campate



Carico variabile sulla campata 1- Sbalzo



Carico variabile sulla campata 2

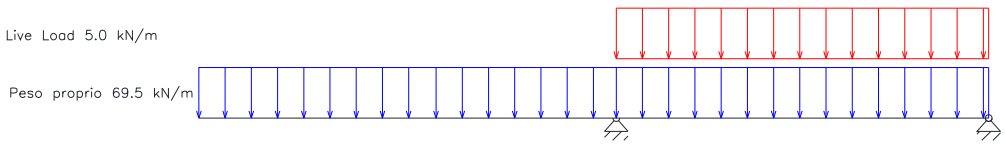


FIGURA 7-23 - APPLICAZIONE A "SCACCHIERA" DEI CARICHI VARIABILI

7.1.5.1 Azioni sollecitanti di progetto:

La tabella seguente riporta i valori di azione assiale, taglio e momento flettente massimi agenti sulla trave-cassero durante le prime due fasi, sia per quanto riguarda le combinazioni agli stati limite ultimi che le combinazioni agli stati limite di esercizio.
I valori di momento flettente sono stati misurati in corrispondenza del filo esterno del pilastro centrale di dimensioni 2.5x2.5m.

	Azione sollecitante			Sezione	Comb.	Fase
S.L.U.	N_{Ed}^{+}	-	kN	-	-	-
	N_{Ed}^{-}	-	kN	-	-	-
	M_{Ed}^{+}	-1616.7	kNm	Appoggio centrale (fibre superiori)	(a)	1
	V_{Ed}	527.8	kN	Appoggio centrale	(a)	1
S.L.E. - Comb. Rare	N_{Ed}^{+}	-	kN	-	-	-
	N_{Ed}^{-}	-	kN	-	-	-
	M_{Ed}^{+}	-1076.6	kNm	Appoggio centrale (fibre superiori)	(b)	1
	V_{Ed}	401.9	kN	Appoggio centrale	(b)	1
S.L.E. - Comb. Frequenti	N_{Ed}^{+}	-	kN	-	-	-
	N_{Ed}^{-}	-	kN	-	-	-
	M_{Ed}^{+}	-1067.9	kNm	Appoggio centrale (fibre superiori)	(c)	1
	V_{Ed}	399.2	kN	Appoggio centrale	(c)	1
S.L.E. - Comb. Q.P.	N_{Ed}^{+}	-	kN	-	-	-
	N_{Ed}^{-}	-	kN	-	-	-
	M_{Ed}^{+}	-1059.4	kNm	Appoggio centrale (fibre superiori)	(d)	1
	V_{Ed}	396.4	kN	Appoggio centrale	(d)	1

TABELLA 7-3 - TRAVE CASSERO TIPO 8 - AZIONI SOLLECITANTI MASSIME

7.1.5.2 Verifica agli stati limite ultimi

Verifica a flessione - Lembo teso superiore

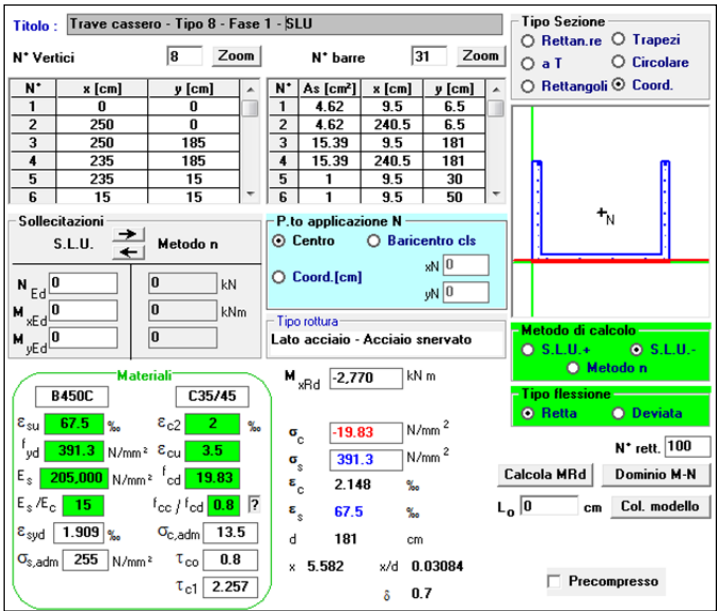


FIGURA 7-24 - TRAVE CASSERO TIPO 8 - VERIFICA A FLESSIONE - LEMBO TESO SUPERIORE

Momento sollecitante di progetto:

M_{Ed}^{-}=-1616.7 kNm - Appoggio centrale -Fibre superiori - Comb. (a)

Momento resistente di progetto:

M_{Rd}= -2770.0 kNm

Verifica:

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

1616.7 < 2770.0 kNm

Verifica soddisfatta

Verifica a taglio:

Analogamente a quanto eseguito per la trave cassero di tipo 2, la verifica nei confronti dell'azione tagliante è stata condotta trascurando il contributo in termini di resistenza della soletta inferiore.
Pertanto, nei calcolo è stata considerata una sezione rettangolare equivalente alla somma delle sole pareti verticali.

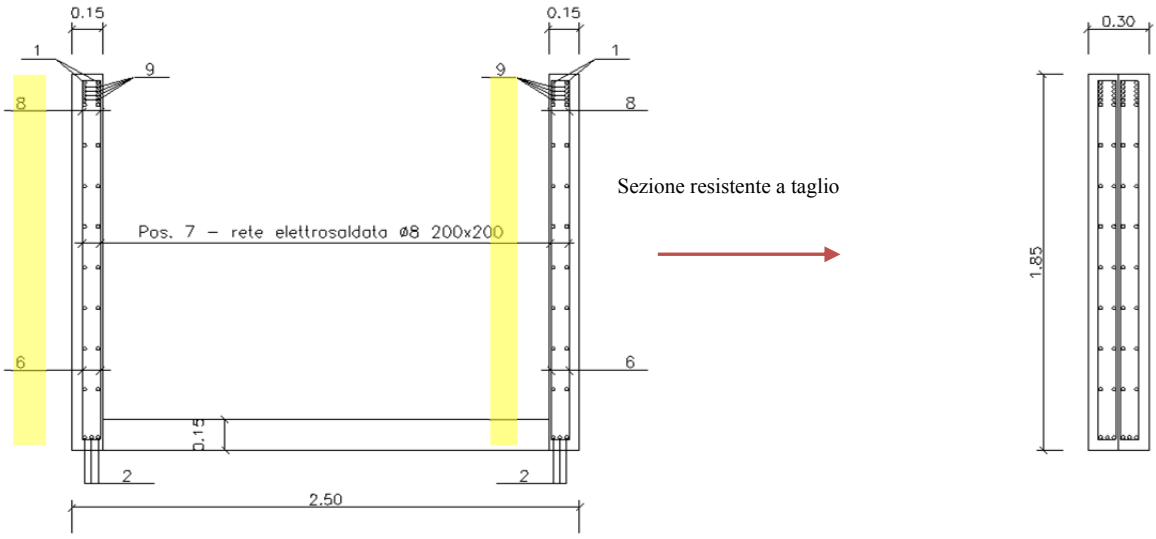


FIGURA 7-25 - TRAVE CASSERO TIPO 8 - VERIFICA A TAGLIO - SEZIONE RESISTENTE

Taglio sollecitante di progetto:
$V_{Ed} = 527.8$ kN Comb. (a) - Sezioni D - Appoggio centrale

Resistenza a taglio della sezione priva di armature a taglio:

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

$$V_{Rd} = 255.8 \text{ kN} > V_{Rd,c,min} = 172.1 \text{ kN}$$

dove:

- $k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1.333 \leq 2$

- $v_{min} = 0.035k^{3/2}f_{ck}^{1/2} = 0.319\ N/mm^2$
- d= altezza utile=1800 mm
- $\rho_1 = A_{sl}/(b_w \cdot d) = 0.0074 \le 0.02$
- A_{sl}=40.1 cm^2
- $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c = 0.0\ N/mm^2 \le 0.2 \cdot f_{cd}$
- b_w= larghezza minima della sezione=2·150 =300 mm

Pertanto:
$V_{Rd} < V_{Ed}$

255.8<527.8 kN

E' necessario armare a taglio.

Resistenza a taglio della sezione dotata di armature a taglio:

Armatura trasversale:
Si predispongono staffe ϕ8 200x200 - 4 bracci - A_{sw}=10.0 cm^2/m

Si assume nei calcoli il valore cotθ=2.5 al fine di individuare la minima resistenza dei puntoni di calcestruzzo compresso.

Resistenza a "taglio-trazione":

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

$V_{Rsd} = 1584.8\ kN$

Resistenza a "taglio-compressione":

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

$V_{Rcd} = 1661.9\ kN$

Resistenza a taglio della sezione:

$$V_{Rd} = \min\{V_{R,Sd}; V_{R,Cd}\} = 1584.8\ kN$$

Pertanto:
$V_{Rcd} > V_{Ed}$
1548.8 > 527.8 kN

Verifica soddisfatta

Carico in prossimità degli appoggi

Lo sforzo di taglio in corrispondenza degli appoggi deve soddisfare la condizione:
$V_{Ed} \leq A_s \cdot f_{yd} \cdot \text{sen}\alpha$

Resistenza a taglio dell'armatura trasversale in corrispondenza dell'appoggio:
$V_{Rd,l} = A_s \cdot f_{yd} \cdot \text{sen}\alpha = 1205.2$ kN

dove:
$A_s = 20\phi14 = 30.8$ cm^2 Armatura longitudinale tesa in corrispondenza dell'appoggio

Pertanto:
$V_{Rd,l} > V_{Ed}$
1205.2>527.8 kN
Verifica soddisfatta

7.1.5.3 Verifica agli stati limite d'esercizio

Sono state eseguite verifiche nei confronti dei seguenti stati limite:
- Apertura delle fessure
- Controllo delle tensioni di esercizio

La trave cassero è considerata mezzo d'opera e di conseguenza non si ritiene necessario effettuare la verifica nei confronti dello stato limite di deformabilità.

Apertura delle fessure

L'apertura delle fessure è stata calcolata con il metodo diretto, in accordo con le NTC08 ,§4.1.2.2.4

Condizioni ambientali: XS3 - Molto aggressive
Sensibilità armature: poco sensibili (acciaio ordinario)
Stati limite da verificare:

- Apertura delle fessure < w_1=0.2 mm - Combinazioni frequenti
- Apertura delle fessure < w_1=0.2 mm - Combinazioni quasi permanenti

Poiché la limitazione alla fessurazione è la medesima per le due tipologie di combinazione di carico, si considera la condizione più gravosa, ovvero la combinazione frequente (c).
La sollecitazione massima risulta:

M_{Ed}^{-}=-1067.9 kNm - Comb. (c) - Frequente

Analogamente a quanto fatto per la verifica a taglio, nei calcoli è stata considerata una sezione costituita dalle sole pareti verticali.

La verifica è stata condotta a mezzo dei seguenti parametri:
Armatura longitudinale:
A_s=20ϕ14=30.8 cm^2

Diametro delle barre:
ϕ=14mm

Distanza massima tra due fessure successive:

$$\Delta_{smax} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 198.9 \text{ mm}$$

dove:

- k_1 = Coefficiente che tiene conto delle proprietà di aderenza delle barre, assunto pari a 0.8

per barre ad aderenza migliorata;

- k_2 = Coefficiente che tiene conto del diagramma delle deformazioni, assunto pari a 0.5 per via della presenza di sola flessione;
- k_3 = Termine di derivazione sperimentale, assunto pari a 3.4;
- k_4 = Termine di derivazione sperimentale, assunto pari a 0.425.
- $\rho_{eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}}$ = rapporto geometrico d'armatura =0.0821
- $A_{c,eff}$ = Area di calcestruzzo entro la quale la barra d'acciaio può effettivamente influenzare
  l'apertura delle fessure $= b_{c,eff} \cdot h_{c,eff}$ =375 cm^2

$h_{c,eff} = \min\{2.5 \cdot (h-d); (h-x)/3; h/2\}$

$h_{c,eff} = \min\{12.5; 51.2; 92.5\}$ =12.5 cm

$b_{c,eff} = 2 \cdot 15 = 30$ cm

Posizione asse neutro per la sezione fessurata

x =28.7 cm

Deformazione unitaria media delle barre

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} \geq \varepsilon_{sm,min} = 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$\varepsilon_{sm} = 0.000660$

$\varepsilon_{sm,min} = 0.000498$

La disuguaglianza risulta soddisfatta, pertanto si assume nei calcoli il seguente valore:

$\varepsilon_{sm} = 0.000660$

dove:

- σ_s = Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata= 170.3 N/mm^2
- $\alpha_e = E_s/E_c = 205000/34077 = 6.1$
- $\rho_{eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}}$ =0.0821
- k_t =fattore dipendente dalla durata del carico, assunto pari a 0.6 per carichi di breve durata.

La posizione dell'asse neutro e la tensione effettiva nelle barre d'acciaio effettivamente considerate, sono stati determinate con il software di calcolo VcaSlu con la sezione al II stadio.
La schermata seguente riporta l'analisi della sezione:

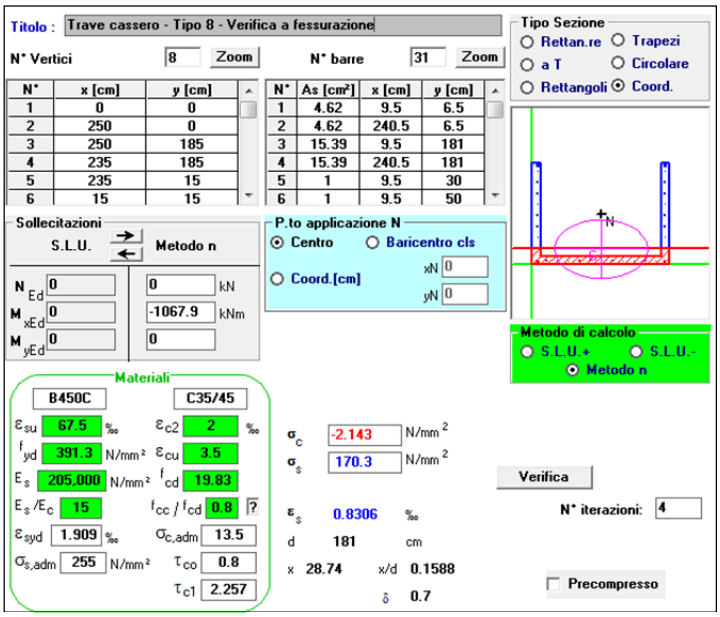


FIGURA 7-26 - TRAVE CASSERO TIPO 8 - VERIFICA A FESSURAZIONE - CALCOLO TENSIONE MASSIMA NELL'ACCIAIO

Valore di calcolo dell'apertura delle fessure

$$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{s\,max} = 0.000660 \cdot 198.9 = 0.13 \text{ mm}$$

Verifica

$$w_d = 0.13 \text{ mm} < w_1 = 0.2$$

Verifica soddisfatta

Verifica delle tensioni d'esercizio

Le massime tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio devono rispettare le seguenti limitazioni (§4.1.2.2.5, NTC08)

- $\sigma_c < 0.6 \cdot f_{ck}$ per combinazione caratteristica (rara)

- $\sigma_c < 0.45 \cdot f_{ck}$ per combinazione quasi permanente
- $\sigma_s < 0.8 \cdot f_{yk}$ per combinazione caratteristica (rara)

Massime azioni sollecitanti:
Combinazione caratteristica rara:

Momento flettente massimo positivo M_{Ed}^{-} = -1076.6 kNm Comb.(b)

Combinazione quasi permanente:
Momento flettente massimo positivo M_{Ed}^{-} = -1059.4 kNm Comb.(d)

Calcolo delle tensioni:

Combinazione caratteristica rara - M_{Ed}^{-}=-1076.6 kNm - Comb.(b)

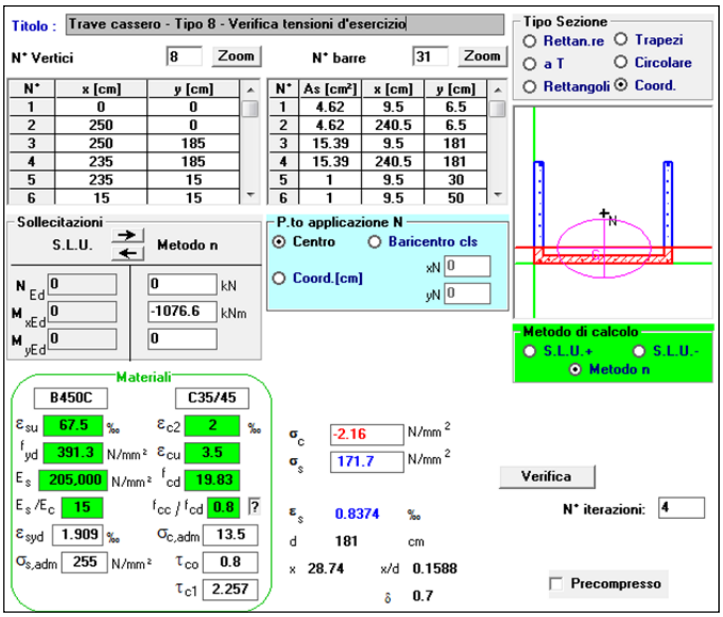


FIGURA 7-27 - TRAVE CASSERO TIPO 8 - CONTROLLO DELLE TENSIONI - COMB. RARE

σ_c=-2.2 N/mm^2 (Compressione)
σ_s=171.7 N/mm^2 (Trazione)

Combinazione quasi permanente - M_{Ed}^{-}=-1059.4 kNm - Comb.(d)

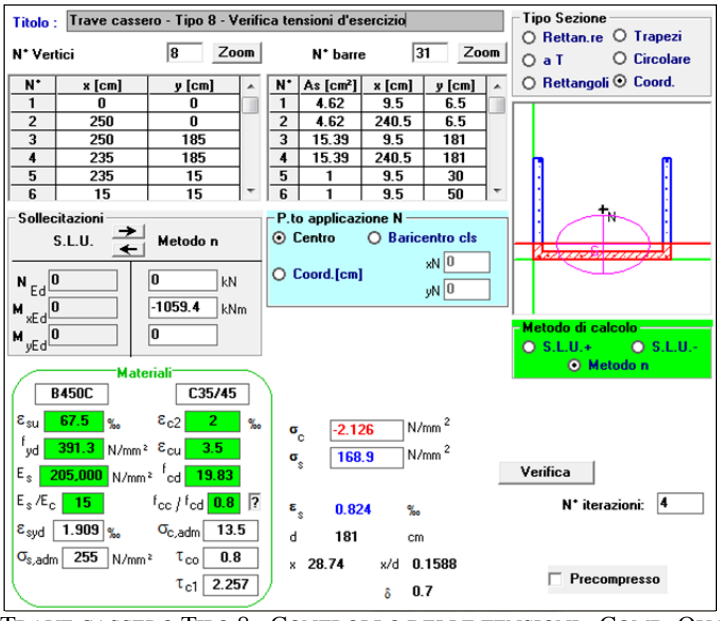


FIGURA 7-28 - TRAVE CASSERO TIPO 8 - CONTROLLO DELLE TENSIONI - COMB. QUASI PERMANENTE

σ_c=-2.2 N/mm^2 (Compressione)
σ_s=168.9 N/mm^2 (Trazione)

Riepilogando si ottengono i seguenti valori di tensione in mezzeria:

Comb.	**Sollecitazione**			**Tensioni** $\sigma_{c,max}$	$\sigma_{s,max}$	
Rara - (c)	M_{max}^{-} =	-1076.6	kNm	-2.2	171.7	N/mm^2
Q.P - (g)	M_{max}^{-} =	-1059.4	kNm	-2.2	168.9	N/mm^2

Pertanto:

Verifica tensione nel calcestruzzo

Combinazione Caratteristica Rara:

$\sigma_c = 2.2 < 0.6 \cdot f_{ck} = 21$ N/mm^2

Verifica soddisfatta

Combinazione Quasi permanente :

$\sigma_c = 2.2 < 0.45 \cdot f_{ck} = 15.7$ N/mm^2

Verifica soddisfatta

Verifica tensione nell'acciaio

$\sigma_s = 117.7 < 0.8 \cdot f_{yk} = 360$ N/mm^2

Verifica soddisfatta

7.1.5.4 Verifica limiti d'armatura

Si considera la sola armatura longitudinale nelle pareti della trave, sono disposti complessivamente:

$A_{s,sup}$ = 20ϕ14 =3080 mm^2

$A_{s,inf}$= 6ϕ14=924 mm^2

La trave cassero ha la funzione di mezzo d'opera pertanto non si considera necessario utilizzare i limiti d'armatura in ambito sismico imposti dalla normativa. Si presuppone infatti che durante la fase costruttiva (fasi 0 ed 1) non si verifichino eventi sismici.
Si rispettano dunque solamente i limiti di armatura minima prescritti da Cap. 4 NTC08.

Verifica armatura longitudinale

Armatura minima:

L'armatura longitudinale in zona tesa deve essere di area superiore a:

$$A_{s.min} \geq \max\left\{0.26\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t \cdot d; 0.0013 b_t d\right\}$$

dove:

- f_{ctm} =valore medio della resistenza a trazione assiale = 3.21 N/mm^2
- f_{yk} = valore caratteristico della resistenza a trazione dell'armatura = 450 N/mm^2
- b_t =larghezza media della zona tesa =2·150=300 mm
- d = altezza utile della sezione = 1800 mm

Pertanto:
$3080\ mm^2 \geq \max\{1001.5\ mm^2; 702\ mm^2\}$

Verifica soddisfatta
Armatura massima:

Al di fuori delle zone di sovrapposizione, l'area di armatura tesa o compressa non deve superare individualmente:
$A_{smax} \leq 0.04 A_c$

$3080\ mm^2 \leq 22200\ mm^2$

dove:
- A_c = Area della sezione trasversale di calcestruzzo considerata
$A_c = 2 \cdot (150 \cdot 1850) = 22000\ mm^2$

Verifica soddisfatta
Verifica armatura trasversale

Passo d'armatura trasversale:

L'armatura trasversale costituita da staffe a cui è affidato almeno il 50% del taglio sollecitante deve essere costituita con un passo s
$s \leq \min\{0.8 \cdot d; 3\,staffe/m\}$
$200\ mm \leq \min\{1440\ mm; 330\ mm\} = 300mm$

Verifica soddisfatta

Area minima d'armatura:

La sezione complessiva non inferiore ad:
$A_{st} \geq 1.5 b\ mm^2/m$

1000 $mm^2/m \geq 450\ mm^2/m$

dove:

- b = spessore minimo dell'anima in mm=300 mm

Verifica soddisfatta

7.2 Verifica trave a cassone

Il presente capitolo riporta la verifica della trave a cassone T3 di lunghezza L=65.82 m collocata lungo l'allineamento 18, tra i picchetti L e Q.

In condizioni di esercizio la sezione resistente è così costituita:

- Soletta inferiore: 2.20x0.50 m
- Pareti verticali: 0.35x1.40 m
- Soletta superiore: 4.50x0.60 m.

La soletta costituente l'impalcato è stata considerata collaborante ai fini strutturali per una lunghezza pari ad 1.0 m per lato, misurata a partire dal filo esterno della trave cassero.

La trave a cassone acquisisce funzione strutturale a partire dalla fase 2 in concomitanza con la maturazione del getto relativo alla parte di trave confinata dal cassero e giunge a sopportare i

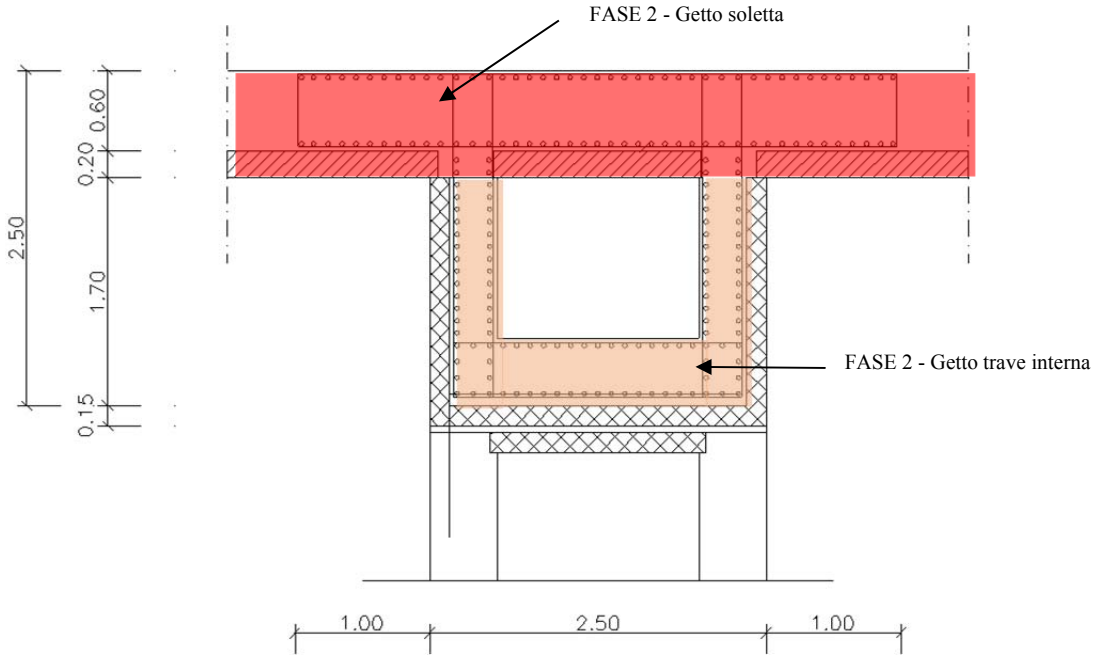


FIGURA 7-29 - TRAVE A CASSONE : FASI COSTRUTTIVE

Le azioni in fase 2 sono state determinate adottando la schematizzazione di trave su più appoggi mentre le azioni in fase 3 sono state calcolate attraverso l'ausilio del software di calcolo SAP2000 descritto nei precedenti capitoli.

Allo scopo di ottimizzare la disposizione delle barre d'armatura in funzione dell'interasse tra i pilastri sottostanti, la trave è suddivisa idealmente in tre parti:

1- Trave T3 - Parte 1 : Allineamenti L-M-N (Lato trave canale)

2- Trave T3 - Parte 2: Allineamenti N-O

3- Trave T3 - Parte 3: Allineamenti O-P-Q. (Lato sbalzo)

La figura sottostante riporta in dettaglio la suddivisione della trave T3 lungo l'impalcato.

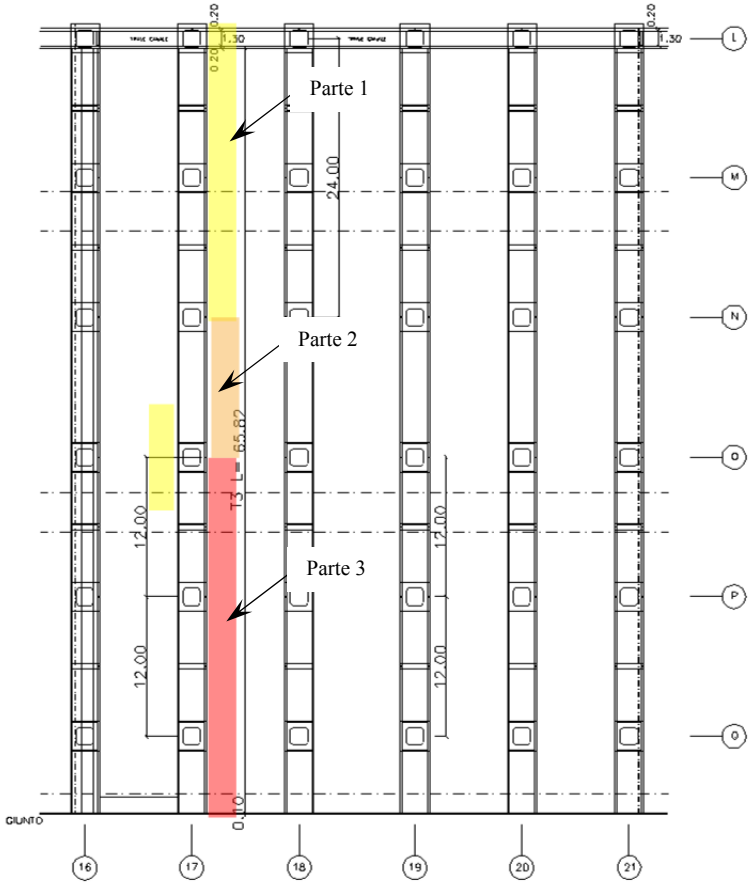


FIGURA 7-30 - TRAVE A CASSONE : INDIVIDUAZIONE DELLE PARTI OGGETTO DI VERITIFA

A differenza di quanto effettuato per il dimensionamento e la verifica delle travi cassero, nella fase 2 viene considerato anche il contributo del carico d'onda commisurato ad un Tr=5 anni ed agente sia in direzione verticale che laterale sulla superficie della trave.

Viene nuovamente trascurato l'effetto delle variazioni termiche.Al contrario, nelle condizioni finali di esercizio, vengono considerati nei calcoli tutti i carichi sollecitanti relativi alla trave.

7.2.1 Analisi dei carichi

Larghezza di influenza trave T3:
i=(9.25+10.0)/2=9.625 m

Fase 2: Posta lastre tralicciate e getto della soletta superiore

Carichi permanenti

G_1 Peso proprio trave interna (γ=24.52 kN/m^3)
A=2.2x0.5+2x(1.40x0.35)=1.94 m^2
p=γ·A 46.7

G_2 Peso proprio soletta superiore (sp.0.80m)
NB: nel calcolo sono considerati anche le lastre tralicciate
A=0.80x9.625=7.7
m^2
p=γ·A 188.9

Tot carico permanente G: 235.6 kN/m

Carichi variabili

Q_0 Sovraccarico variabile - Manodopera (q=2.0 kN/m^2)
p=2.0x9.625 19.3 kN/m

O_1 Carico d'onda in fase costruttiva - T_R=5 anni
Pressione verticale p_v= 1.0 t/m^2
Carico al metro lineare p=1x9.81x2.5 (Verso l'alto) 24.5 kN/m
Pressione orizzontale p_h= 1.0 t/m^2
Carico al metro lineare p=1x9.81x(1.85/1.45) 12.5 kN/m

Fase 3: Condizioni finali di esercizio

Carichi permanenti

G_1	Peso proprio trave interna (γ=24.52 kN/m^3) A=2.2x0.5+2x(1.40x0.35)=1.94 m^2 p=γ·A	46.7	
G_2	Peso proprio soletta superiore (sp.0.80m) NB: si considera la larghezza collaborante di 1.0 m per lato A=0.80x9.625=7.7 m^2 p=γ·A	188.9	
G_3	Peso proprio copertura γ=8.25 kN/m^2 p=8.25x9.625	79.4	
	Tot carico permanente G:	**315.0**	kN/m

Carichi variabili

Q_2	Sovraccarico variabile - 9.4 t/m^2 p=9.4x9.81x9.625	887.6	kN/m
T_1	Variazione termica	20.0	°C
T_2	Variazione termica	-8.0	°C
O_2	Carico d'onda in condizioni di esercizio - T_R=250 anni Pressione verticale p_v= 21.0 t/m^2 Carico al metro lineare p=21x9.81x2.5 (Verso l'alto) Pressione orizzontale p_h= 13.0 t/m^2 Carico al metro lineare p=13x9.81x(1.85/1.65)	515.0 143.0	kN/m kN/m
C_1	Carico gru di piazzale RMG F_v=carico verticale ruote	300.0	kN/m

Azione sismica

$E_{1x,y}$	Spettro di risposta elastico - Tr=50 anni - SLD Fattore di struttura q=1.0		
$E_{2x,y}$	Spettro di risposta inelastico - Tr=475 anni - SLC Fattore di struttura q=2.5		

7.2.2 Combinazioni di carico:

Combinazione Fondamentale - SLU - Serie 1000

	G			Q				T		E				O				C_1	C_2		C_3			F	B	P
Lcomb	G_1	G_2	G_3	Q_1	Q_2	Q_3	Q_4	T_1	T_2	E_{1x}	E_{1Y}	E_{2x}	E_{2y}	O_1	O_2	O_3	O_4	C_1	C_{21}	C_{22}	C_{31}	C_{32}	C_{33}	F	B	P
1001	1.30	1.30	1.30	-	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1002	1.30	1.30	1.30	-	1.50	-	-	0.90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1003	1.30	1.30	1.30	-	1.50	-	-	-	0.90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1004	1.30	1.30	1.30	-	1.50	-	-	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1005	1.30	1.30	1.30	-	1.50	-	-	-	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1006	1.30	1.30	1.30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-
1007	1.30	1.30	1.30	-	-	-	-	0.90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-
1008	1.30	1.30	1.30	-	-	-	-	-	0.90	-	-	-	-	-	-	-	-	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-
1009	1.30	1.30	1.30	-	-	-	-	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.05	-	-	-	-	-	-	-	-
1010	1.30	1.30	1.30	-	-	-	-	-	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-	1.05	-	-	-	-	-	-	-	-
1011	1.30	1.30	1.30	-	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-
1012	1.30	1.30	1.30	-	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.05	-	-	-	-	-	-	-	-
1013	1.30	1.30	1.30	-	1.50	-	-	0.90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.05	-	-	-	-	-	-	-	-
1014	1.30	1.30	1.30	-	1.50	-	-	-	0.90	-	-	-	-	-	-	-	-	1.05	-	-	-	-	-	-	-	-
1015	1.30	1.30	1.30	-	1.50	-	-	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.05	-	-	-	-	-	-	-	-
1016	1.30	1.30	1.30	-	1.50	-	-	-	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-	1.05	-	-	-	-	-	-	-	-
1017	1.30	1.30	1.30	-	1.50	-	-	0.90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-
1018	1.30	1.30	1.30	-	1.50	-	-	-	0.90	-	-	-	-	-	-	-	-	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-
1019	1.00	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1020	1.00	1.00	1.00	-	-	-	-	0.90	-	-	-	-	-	-	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1021	1.00	1.00	1.00	-	-	-	-	-	0.90	-	-	-	-	-	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1022	1.00	1.00	1.00	-	-	-	-	1.50	-	-	-	-	-	-	0.90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1023	1.00	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.50	-	-	-	-	-	0.90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Combinazione Sismica - SLU/SLD - Serie 2000-2100

	G			Q				T		E				O				C_1	C_2		C_3			F	B	P
Lcomb	G_1	G_2	G_3	Q_1	Q_2	Q_3	Q_4	T_1	T_2	E_{1x}	E_{1Y}	E_{2x}	E_{2y}	O_1	O_2	O_3	O_4	C_1	C_{21}	C_{22}	C_{31}	C_{32}	C_{33}	F	B	P
2001	1.00	1.00	1.00	-	0.80	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

2002	1.00	1.00	1.00	-	0.80	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2003	1.00	1.00	1.00	-	0.80	-	-	-	-	1.00	0.30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2004	1.00	1.00	1.00	-	0.80	-	-	-	-	0.30	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2005	1.00	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	0.60	-	-	-	-	-	-	-
2006	1.00	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	0.60	-	-	-	-	-	-	-
2007	1.00	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	0.30	-	-	-	-	-	-	0.60	-	-	-	-	-	-	-
2008	1.00	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	0.30	1.00	-	-	-	-	-	-	0.60	-	-	-	-	-	-	-
2009	1.00	1.00	1.00	-	0.80	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	0.60	-	-	-	-	-	-	-
2010	1.00	1.00	1.00	-	0.80	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	0.60	-	-	-	-	-	-	-
2011	1.00	1.00	1.00	-	0.80	-	-	-	-	1.00	0.30	-	-	-	-	-	-	0.60	-	-	-	-	-	-	-
2012	1.00	1.00	1.00	-	0.80	-	-	-	-	0.30	1.00	-	-	-	-	-	-	0.60	-	-	-	-	-	-	-
2101	1.00	1.00	1.00	-	0.80	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2102	1.00	1.00	1.00	-	0.80	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2103	1.00	1.00	1.00	-	0.80	-	-	-	-	1.00	0.30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2104	1.00	1.00	1.00	-	0.80	-	-	-	-	0.30	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2105	1.00	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	0.60	-	-	-	-	-	-	-
2106	1.00	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	0.60	-	-	-	-	-	-	-
2107	1.00	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	0.30	-	-	-	-	-	-	0.60	-	-	-	-	-	-	-
2108	1.00	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	0.30	1.00	-	-	-	-	-	-	0.60	-	-	-	-	-	-	-
2109	1.00	1.00	1.00	-	0.80	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	0.60	-	-	-	-	-	-	-
2110	1.00	1.00	1.00	-	0.80	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	0.60	-	-	-	-	-	-	-
2111	1.00	1.00	1.00	-	0.80	-	-	-	-	1.00	0.30	-	-	-	-	-	-	0.60	-	-	-	-	-	-	-
2112	1.00	1.00	1.00	-	0.80	-	-	-	-	0.30	1.00	-	-	-	-	-	-	0.60	-	-	-	-	-	-	-

Combinazione Caratteristica rara - SLE - Serie 3000

	G			Q				T		E				O				C_1	C_2		C_3			F	B	P
Lcomb	G_1	G_2	G_3	Q_1	Q_2	Q_3	Q_4	T_1	T_2	E_{1x}	E_{1Y}	E_{2x}	E_{2y}	O_1	O_2	O_3	O_4	C_1	C_{21}	C_{22}	C_{31}	C_{32}	C_{33}	F	B	P
3001	1.00	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3002	1.00	1.00	1.00	-	1.00	-	-	0.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3003	1.00	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	0.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3004	1.00	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

3005	1.00	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3006	1.00	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-
3007	1.00	1.00	1.00	-	-	-	-	0.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-
3008	1.00	1.00	1.00	-	-	-	-	-	0.60	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-
3009	1.00	1.00	1.00	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.70	-	-	-	-	-	-	-
3010	1.00	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	0.70	-	-	-	-	-	-	-
3011	1.00	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.70	-	-	-	-	-	-	-
3012	1.00	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00							
3013	1.00	1.00	1.00	-	1.00	-	-	0.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.70	-	-	-	-	-	-	-
3014	1.00	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	0.60	-	-	-	-	-	-	-	-	0.70	-	-	-	-	-	-	-
3015	1.00	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.70	-	-	-	-	-	-	-
3016	1.00	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	0.70	-	-	-	-	-	-	-
3017	1.00	1.00	1.00	-	1.00	-	-	0.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-
3018	1.00	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	0.60	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-
3019	1.00	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3020	1.00	1.00	1.00	-	-	-	-	0.60	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3021	1.00	1.00	1.00	-	-	-	-	-	0.60	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3022	1.00	1.00	1.00	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	0.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3023	1.00	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	0.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Combinazione Caratteristica Frequente - SLE - Serie 3100

	G			Q				T		E				O				C_1	C_2		C_3			F	B	P
Lcomb	G_1	G_2	G_3	Q_1	Q_2	Q_3	Q_4	T_1	T_2	E_{1x}	E_{1Y}	E_{2x}	E_{2y}	O_1	O_2	O_3	O_4	C_1	C_{21}	C_{22}	C_{31}	C_{32}	C_{33}	F	B	P
3101	1.00	1.00	1.00	-	0.90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3102	1.00	1.00	1.00	-	0.90	-	-	0.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3103	1.00	1.00	1.00	-	0.90	-	-	-	0.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3104	1.00	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.70	-	-	-	-	-	-	-	-
3105	1.00	1.00	1.00	-	-	-	-	0.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.70	-	-	-	-	-	-	-	-
3106	1.00	1.00	1.00	-	-	-	-	-	0.50	-	-	-	-	-	-	-	-	0.70	-	-	-	-	-	-	-	-
3107	1.00	1.00	1.00	-	0.90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.70	-	-	-	-	-	-	-	-

3108	1.00	1.00	1.00	-	0.90	-	-	0.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.70	-	-	-	-	-	-	-	-
3109	1.00	1.00	1.00	-	0.90	-	-	-	0.50	-	-	-	-	-	-	-	-	0.70	-	-	-	-	-	-	-	-
3110	1.00	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.70	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

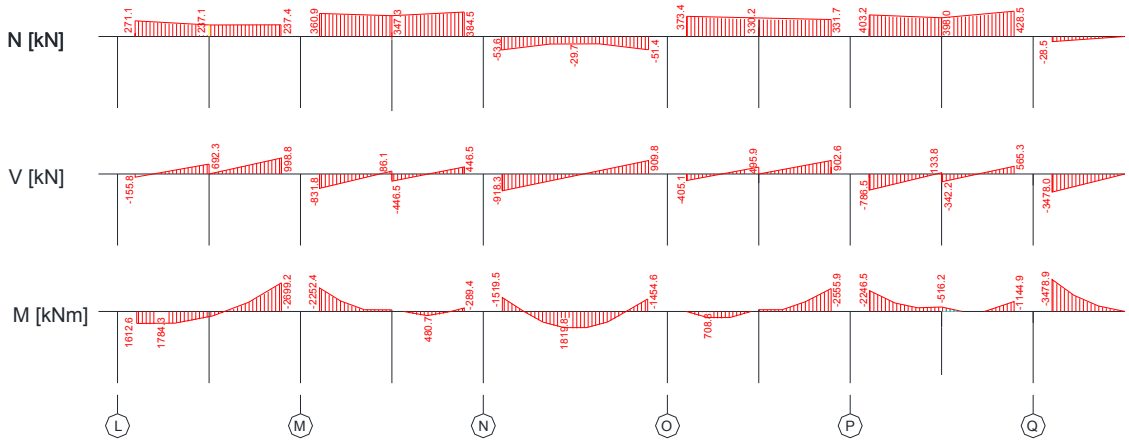
Combinazione Caratteristica Quasi permanente - SLE - Serie 3200

	G			Q				T		E				O				C_1	C_2		C_3			F	B	P
Lcomb	G_1	G_2	G_3	Q_1	Q_2	Q_3	Q_4	T_1	T_2	E_{1x}	E_{1Y}	E_{2x}	E_{2y}	O_1	O_2	O_3	O_4	C_1	C_{21}	C_{22}	C_{31}	C_{32}	C_{33}	F	B	P
3201	1.00	1.00	1.00	-	0.80	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3202	1.00	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.60	-	-	-	-	-	-	-	-
3203	1.00	1.00	1.00	-	0.80	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.60	-	-	-	-	-	-	-	-
3204	1.00	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

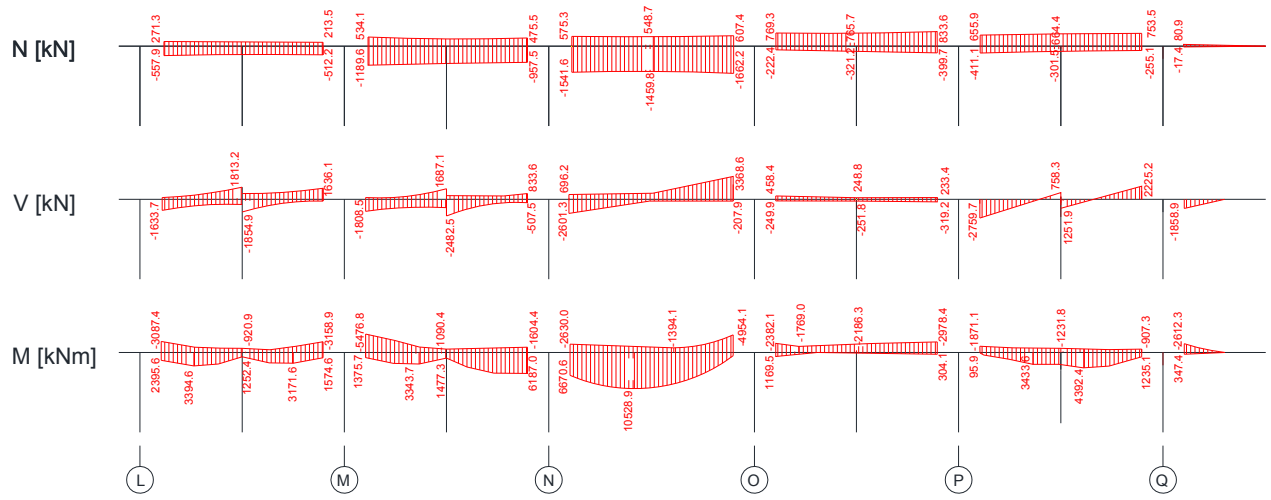
7.2.3 Diagrammi delle azioni interne:

Si riportano di seguito i diagrammi dell'azione assiale, taglio e momento sollecitanti presenti nella trave sia per quanto riguarda i casi di carico elementari che per quanto riguarda gli inviluppi delle combinazioni di carico agli stati limite ultimi e di esercizio.
Condizioni di carico elementari:

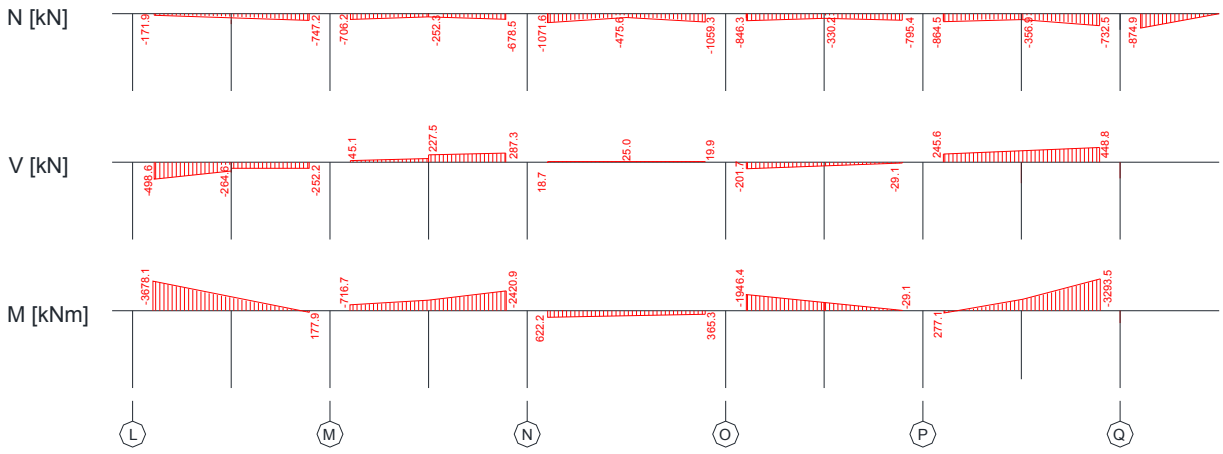
Peso Proprio:



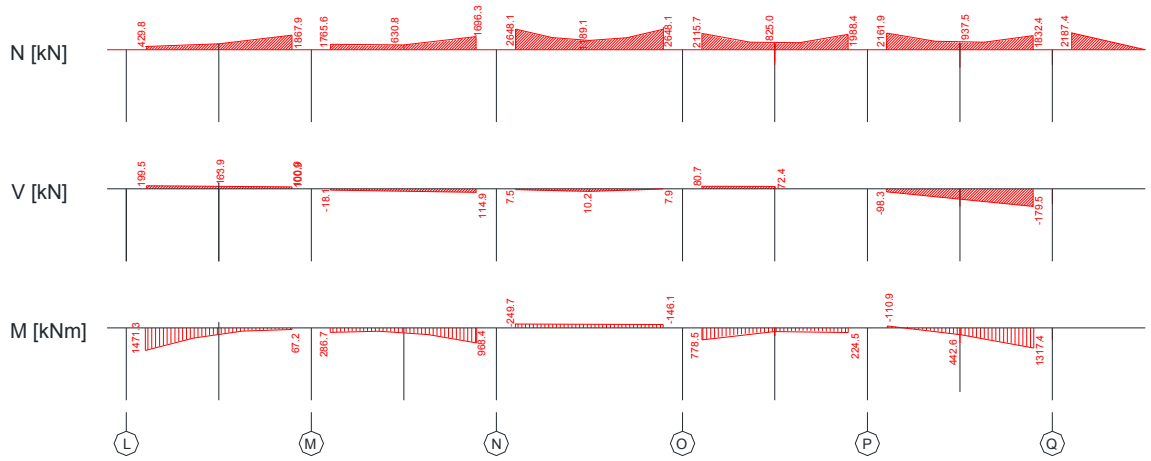
Inviluppo condizioni di carico variabile - 9.4 t/m^2:



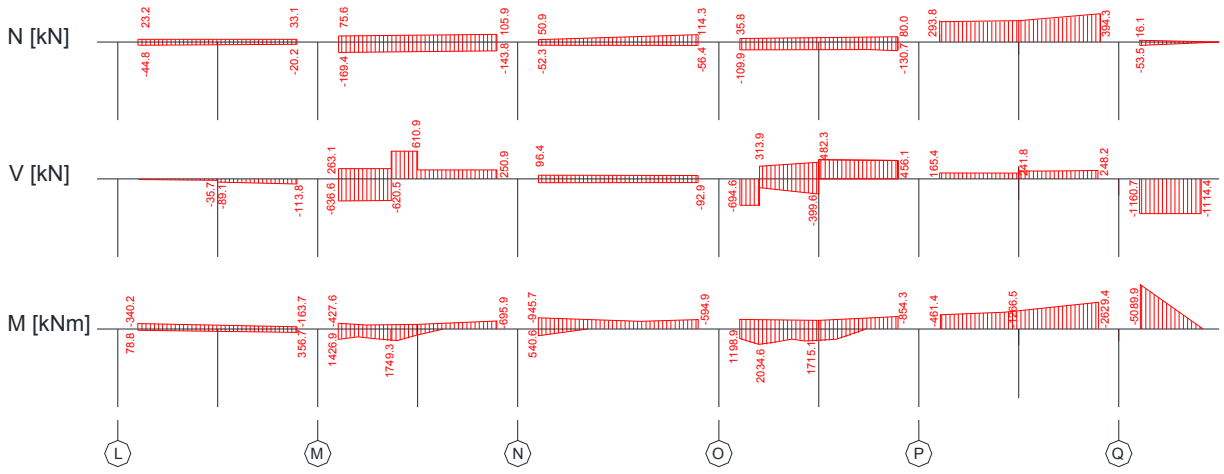
Variazione termica ΔT=+20°C:



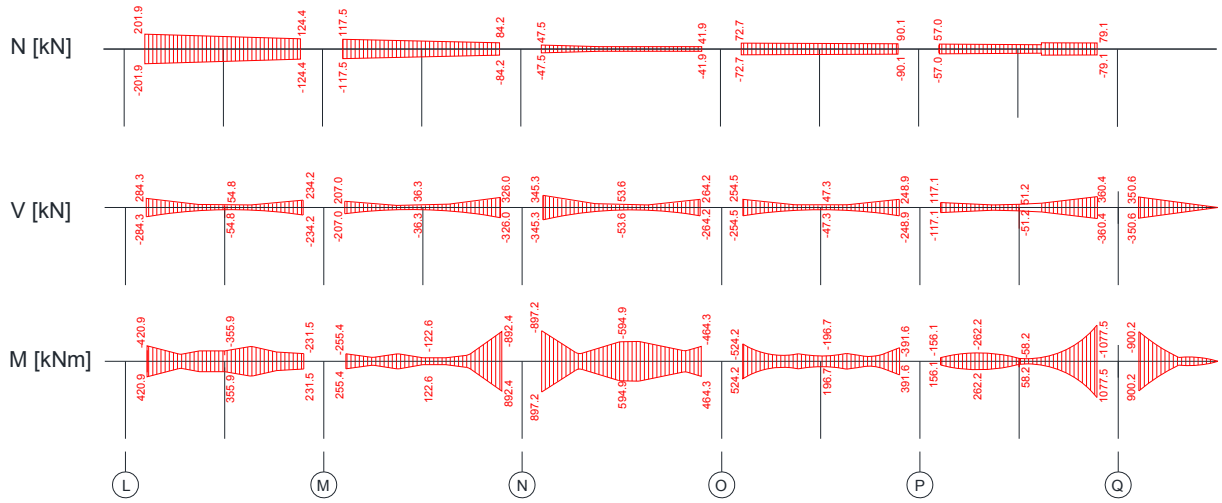
Variazione termica ΔT=-8°C:



Inviluppo condizioni di carico Gru di piazzale RMG:

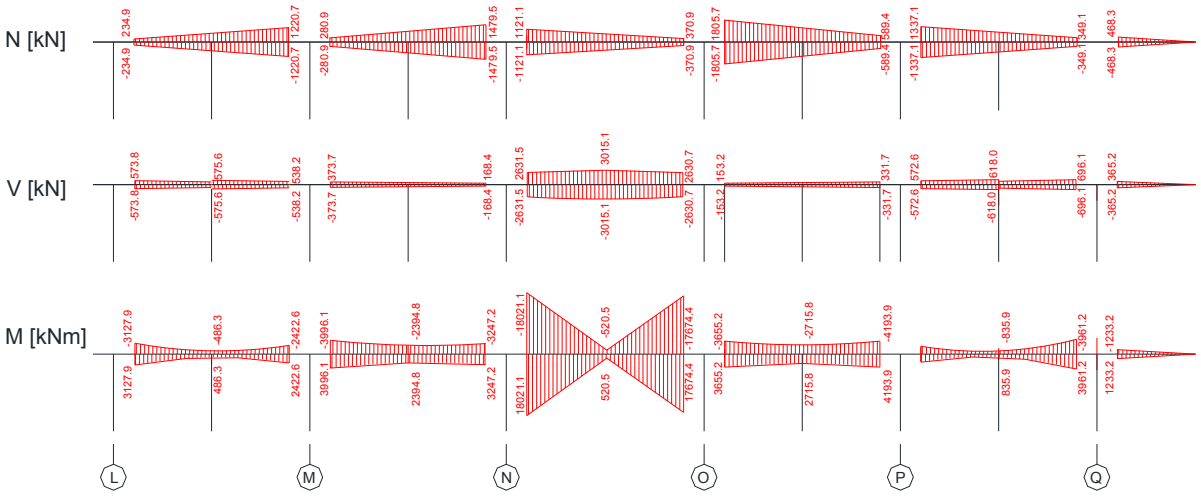


Inviluppo Azione sismica in direzione X (trasversale)
SLU - Tr=475 anni - q=2.5:



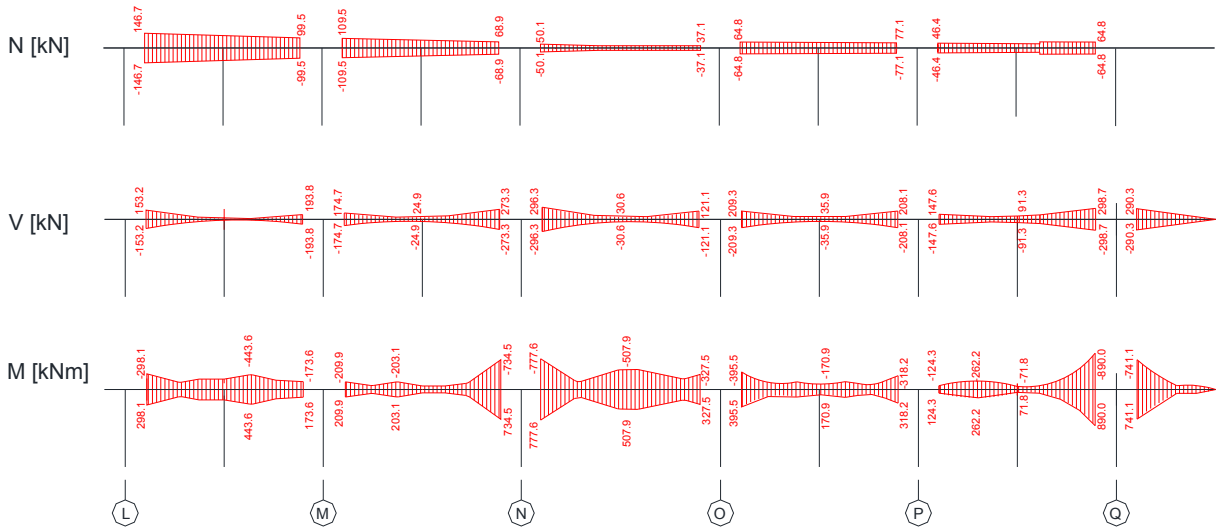
Inviluppo Azione sismica in direzione Y (longitudinale)

SLU - Tr=475 anni - q=2.5:



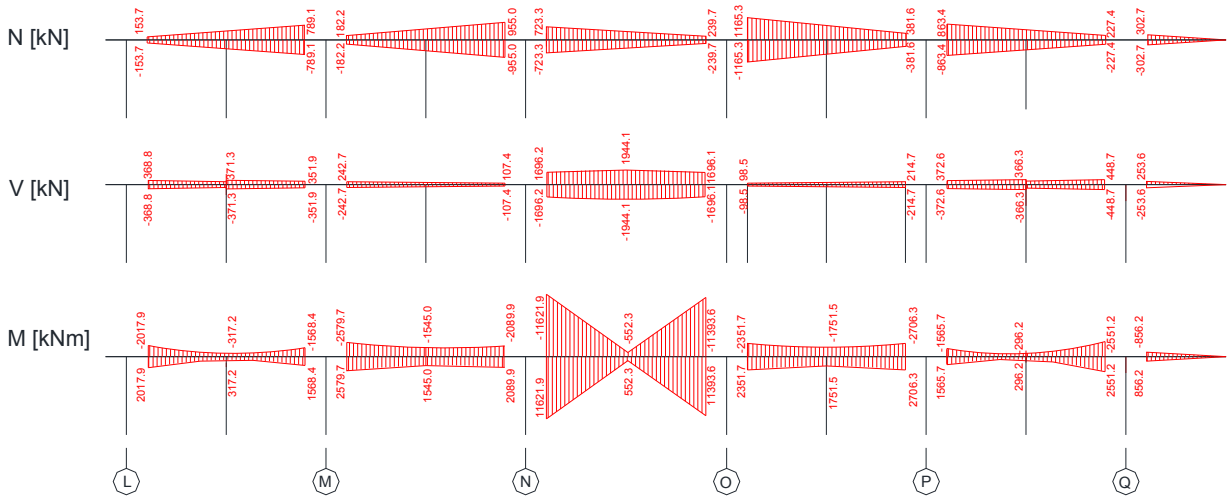
Inviluppo Azione sismica in direzione X (trasversale)

SLD - Tr=50 anni - q=1.0:



Inviluppo Azione sismica in direzione Y (longitudinale)

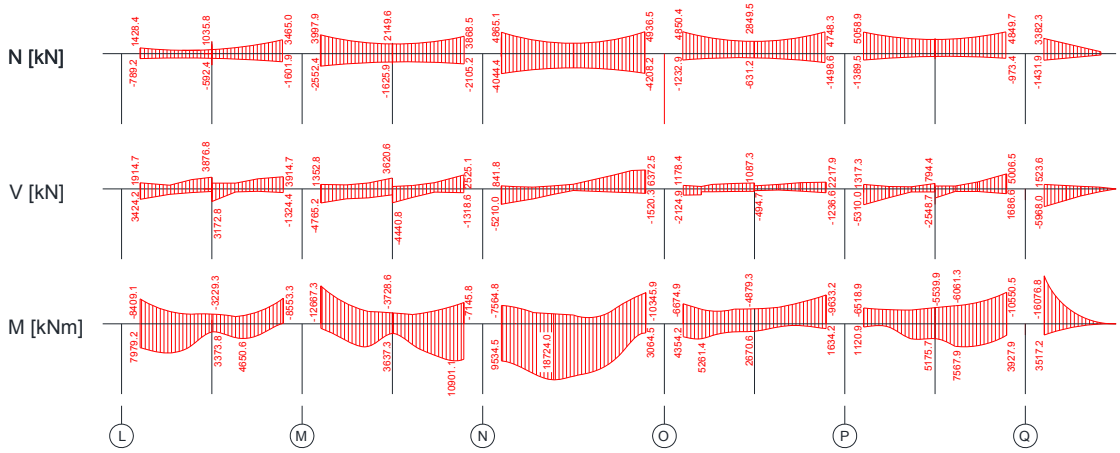
SLD - Tr=50 anni - q=1.0:



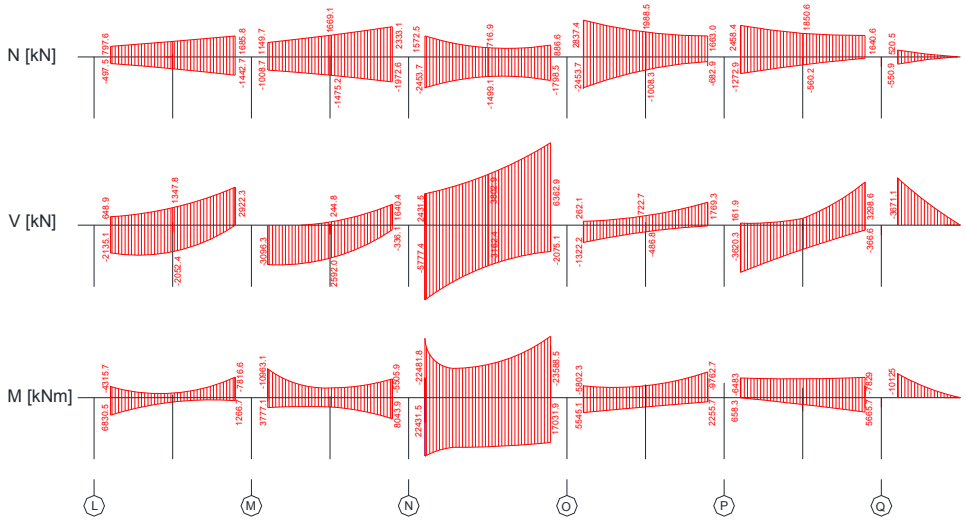
Diagrammi inviluppo:

Inviluppo combinazioni allo stato limite ultimo:
I seguenti diagrammi indicano le massime e minime sollecitazioni assiali, di taglio e momento flettente agenti nella sezione.

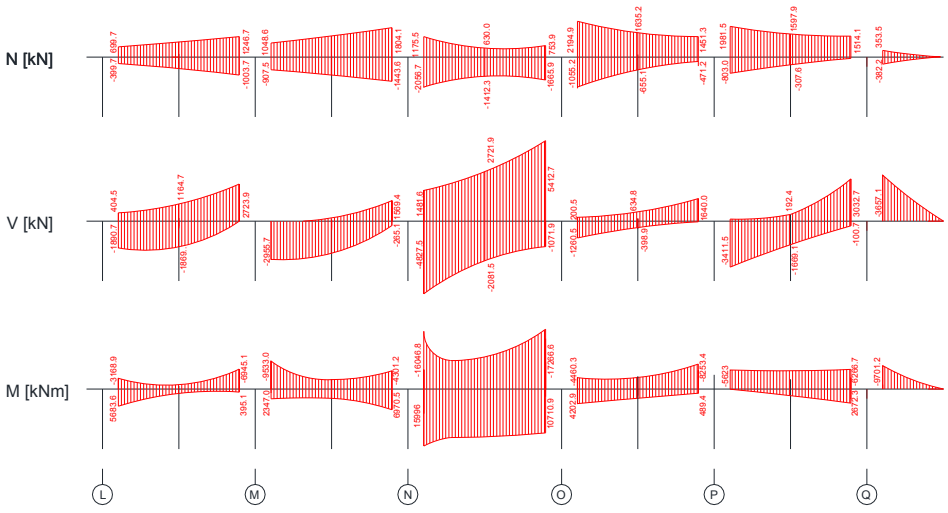
Inviluppo combinazioni fondamentali - Serie 1000 - SLU



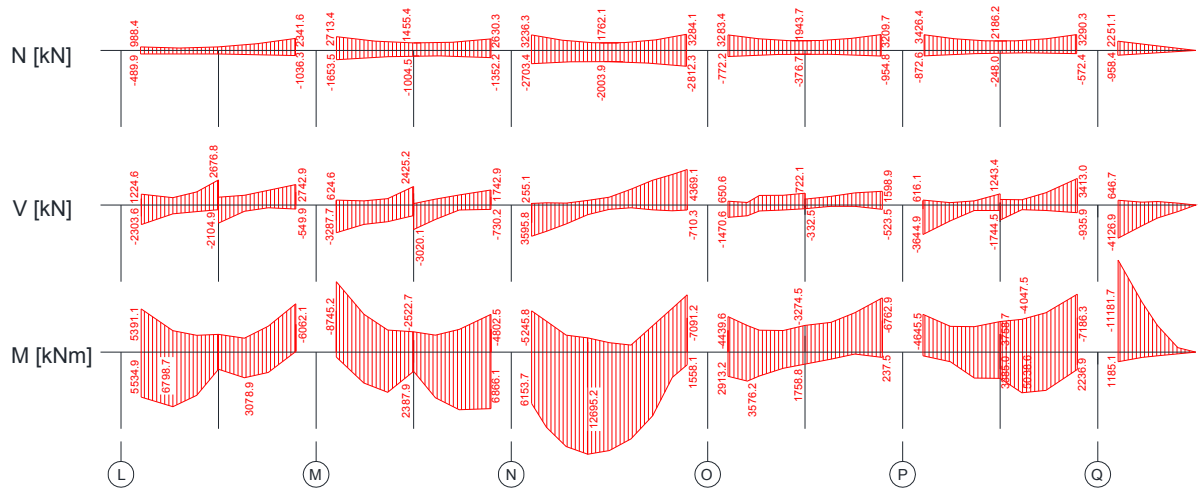
Inviluppo combinazioni Sismiche - Serie 2000 - SLU



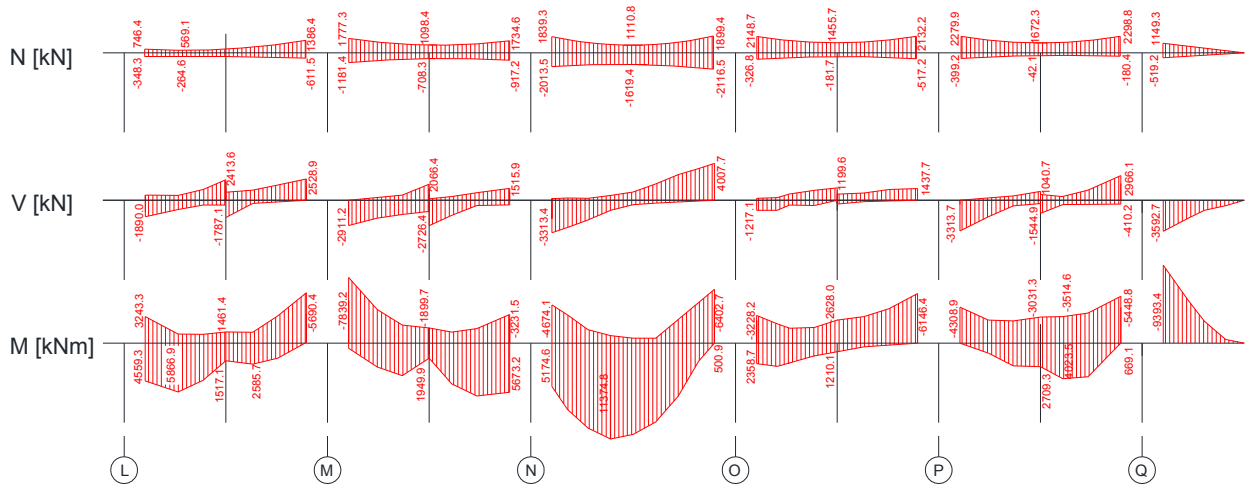
Inviluppo combinazioni Sismiche - Serie 2100 - SLD



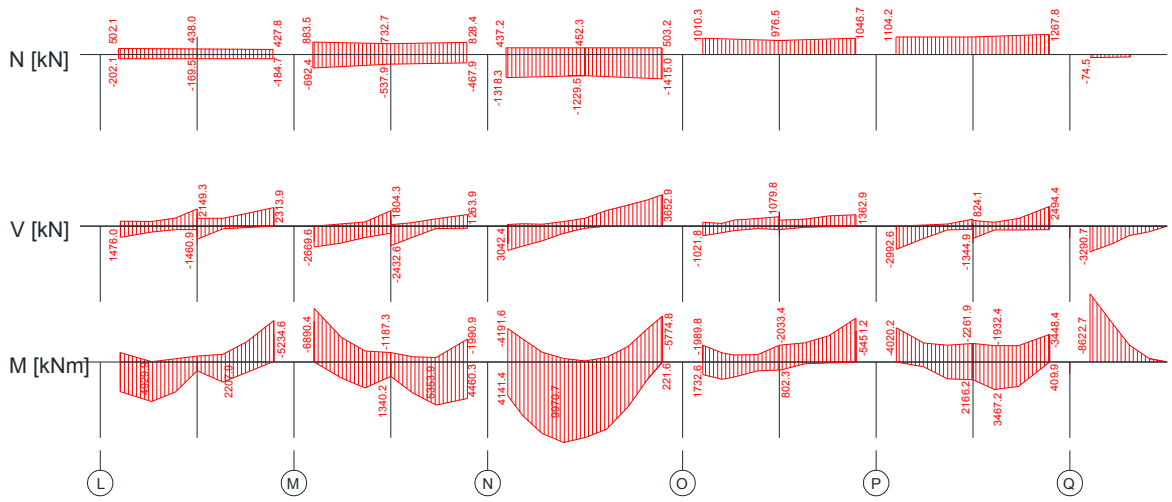
Inviluppo combinazioni Rare - Serie 3000 -SLE



Inviluppo combinazioni Frequenti - Serie 3100 -SLE

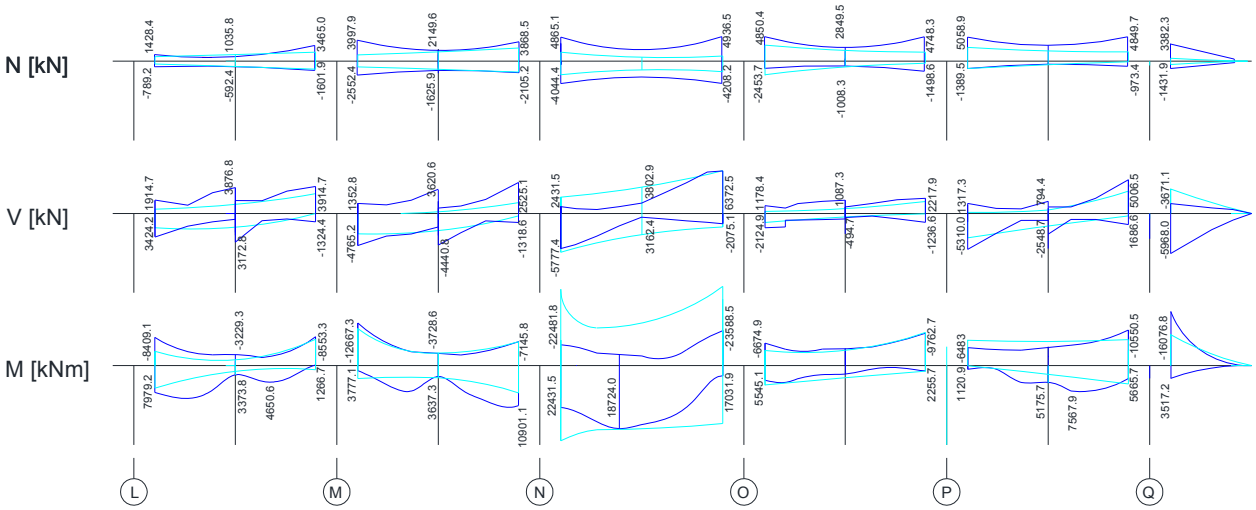


Inviluppo combinazioni Quasi permanenti - Serie 3200 -SLE



Inviluppo globale - SLU

I seguenti diagrammi inviluppano le azioni sollecitanti assiali, di taglio e momento flettente derivanti dalle combinazioni 1000 e 2000.
I valori massimi di tali sollecitazioni saranno impiegati nel corso delle verifiche nei confronti dello stato limite ultimo.



7.2.4 Verifica Trave T3 - Parte 1 di 3

La porzione di trave T3 parte 1 di 3 è collocata tra i picchetti N, M ed L lungo l'allineamento 18, nella macro L:Q-16:21.

In riferimento alla tavola di progetto "MI010P-PE-S-C-D-4811-C0" si riportano i seguenti dati:

Armatura longitudinale:
- Armatura lembo superiore: ϕ16/10
- Armatura piedritti verticali:ϕ16/10
- Armatura soletta inferiore : ϕ18/10

Ai fini della resistenza nei confronti dell'azione dell'onda, in ciascuno dei vertici inferiori sono stati predisposti 10ϕ20.

Armatura trasversale:
- Staffe ϕ12/10 per un tratto di L=1.0 m in corrispondenza degli appoggi (pilastri 2.5x2.5 e
  pilastri 0.5x2.5)
- Staffe ϕ10/10 lungo i tratti di trave rimanenti

7.2.4.1 Azioni sollecitanti massime:

Sd		U.M.	Comb.	S.L.	Sezione	Caso di carico	Azione caratteristica	Coefficiente parziale γ	Coefficiente combinazione ψ	Azione SLU
$M_{Ed,x}^{+}$ (fibre tese inferiori)	10901.0	kNm	1005	SLU	Campata M-N - x= 9.0 m da M	Peso proprio	445.6	1.3	1.0	579.28
						Sovraccarico 9.4 t/m²	6135.4	1.5	1.0	9203.1
						ΔT -8°C	745.75	1.5	1.0	1118.625
									$M_{Ed,x}$+	**10901.0**
$M_{Ed,x}^{-}$ (fibre tese inferiori)	-12667.3	kNm	1015	SLU	Campata M-N - Sezione M	Peso proprio	-2252.4	1.3	1.0	-2928.12
						Sovraccarico 9.4 t/m²	-5476.8	1.5	1.0	-8215.2
						ΔT +20°C	-716.7	1.5	1.0	-1075.05
						Gru RMG	-427.6	1.5	0.7	-448.98
									$M_{Ed,x}$-	**-12667.4**
N_{Ed}^{+} (trazione)	3997.9	kN	1015	SLU	Campata M-N - Sezione M	Peso proprio	360.9	1.3	1.0	469.17
						Sovraccarico 9.4 t/m²	534.1	1.5	1.0	801.15
						ΔT +20°C	1765.5	1.5	1.0	2648.25
						Gru RMG	75.6	1.5	0.7	79.38
									N_{Ed}^{+}	**3998.0**
N_{Ed}^{-} (Compressione)	-2552.4	kN	1016	SLU	Campata M-N - Sezione M	Peso proprio	360.9	1.3	1.0	469.17
						Sovraccarico 9.4 t/m²	-1189.6	1.5	1.0	-1784.4
						ΔT -8°C	-706.2	1.5	1.0	-1059.3
						Gru RMG	-169.4	1.5	0.7	-177.87
									N_{Ed}^{-}	**-2552.4**
V_{Ed}	-4765.2	kN	1018	SLU	Campata M-N - Sezione M	Peso proprio	-831.8	1.3	1.0	-1081.34
						Sovraccarico 9.4 t/m²	-1808.5	1.5	1.0	-2712.75
						ΔT -8°C	-18.1	1.5	0.6	-16.29
						Gru RMG	-636.6	1.5	1.0	-954.9
									N_{Ed}^{-}	**-4765.3**

TABELLA 7-4 - TRAVE T3 - PARTE 1 DI 3 - AZIONI SOLLECITANTI MASSIME ALLO STATO LIMITE ULTIMO

7.2.4.2 Diagramma delle azioni interne - SLU

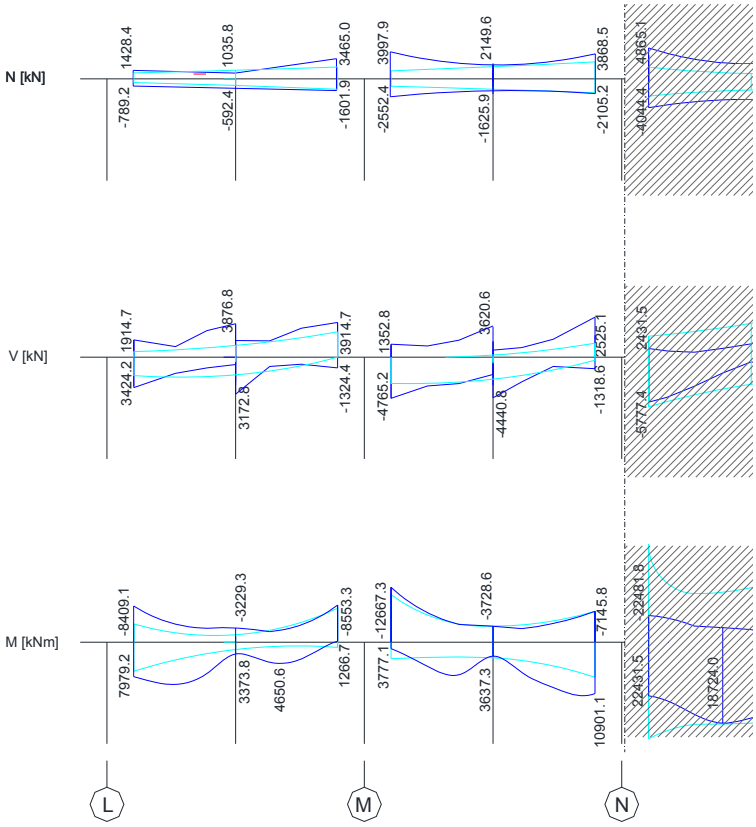


FIGURA 7-31 - TRAVE T3 - PARTE 1 DI 3 - DIAMGRAMMA INVILUPPO DELLE AZIONI ALLO SLU

7.2.4.3 Verifica agli stati limite ultimi

A favore di sicurezza, le verifiche a pressoflessione è stata effettuata associando alla massima sollecitazione flettente, il valore massimo di azione assiale di trazione e compressione presenti nella rispettiva campata.
La verifica a taglio è invece stata eseguita considerando il valore massimo di taglio sollecitante agente su tutta la parte di trave oggetto di studio.

Verifica a presso/tenso-flessione
1) $M_{Ed,x}^{+}$=10901.1 kNm - Comb.1005
$M_{Ed,y}$= -890 kNm - Comb.2011 (Sismica)
N_{Ed}^{+}=3997.9 kN (trazione) - Comb. 1015

Momento resistente in x:

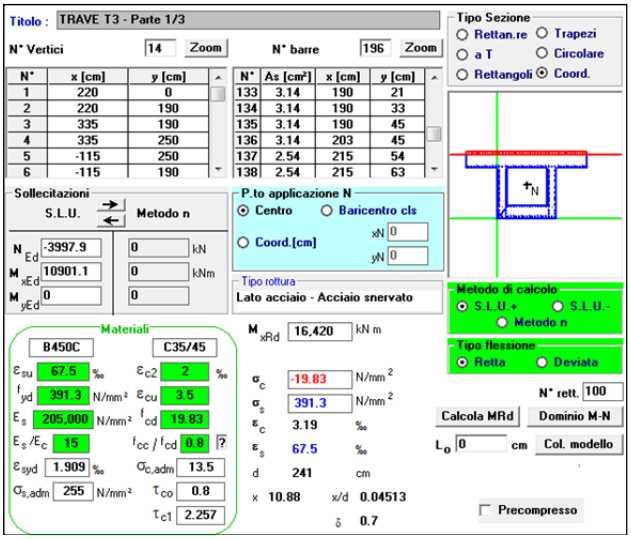


FIGURA 7-32 - TRAVE T3 - PARTE 1 DI 3 - VERIFICA A PRESSO/TENSO FLESSIONE

Momento resistente in y:

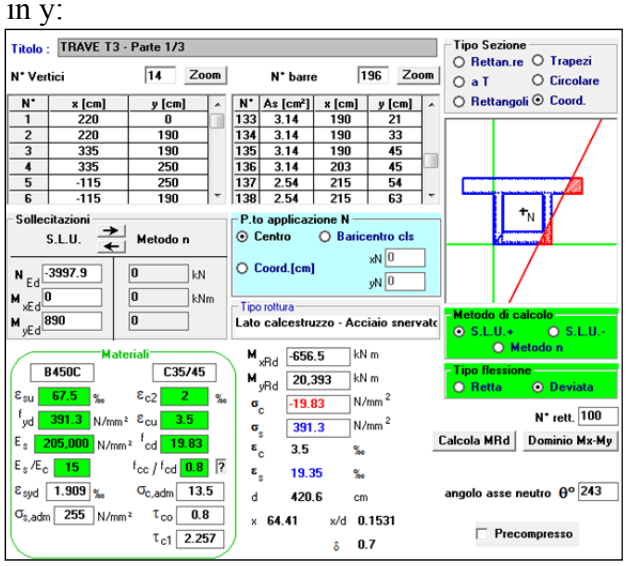


FIGURA 7-33 - TRAVE T3 - PARTE 1 DI 3 - VERIFICA A PRESSO/TENSO FLESSIONE

Momenti resistenti nelle due direzioni x ed y:

$M_{Rd,x}(N_{Ed}^{+})$= 16420 kNm
$M_{Rd,y}(N_{Ed}^{+})$= 20393 kNm

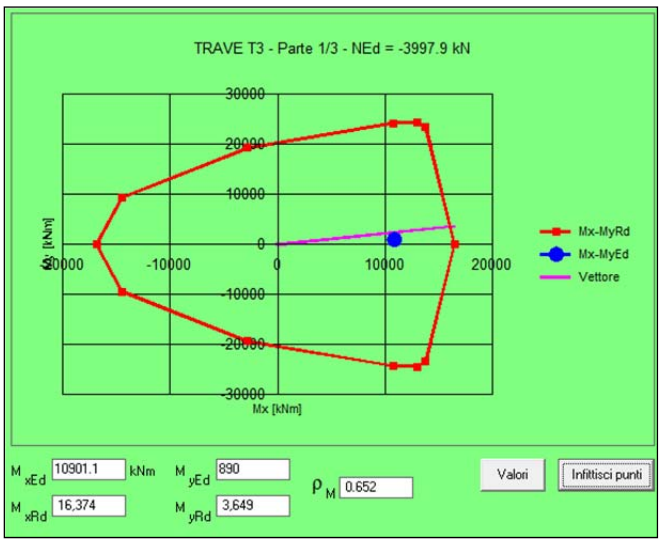


FIGURA 7-34 - TRAVE T3 - PARTE 1 DI 3 - DOMINIO DI INTERAZIONE MX-MY

$$\left(\frac{M_{Ed,x}^{+}}{M_{Rd,x}(N_{Ed})}\right)^{\alpha}+\left(\frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}(N_{Ed})}\right)^{\alpha}\le 1$$

$$\left(\frac{10901.1}{16420}\right)+\left(\frac{890}{20393}\right)=0.66+0.04=0.70<1$$

Dove:

α è stato assunto cautelativamente pari ad 1.

La verifica risulta soddisfatta

2) $M_{Ed,x}^{+}$=10901.1 kNm - Comb.1005

$M_{Ed,y}$= -890 kNm - Comb.2011 (Sismica)

N_{Ed}^{-}=-2552.4 kN (compressione) - Comb. 1016

Momento resistente in x:

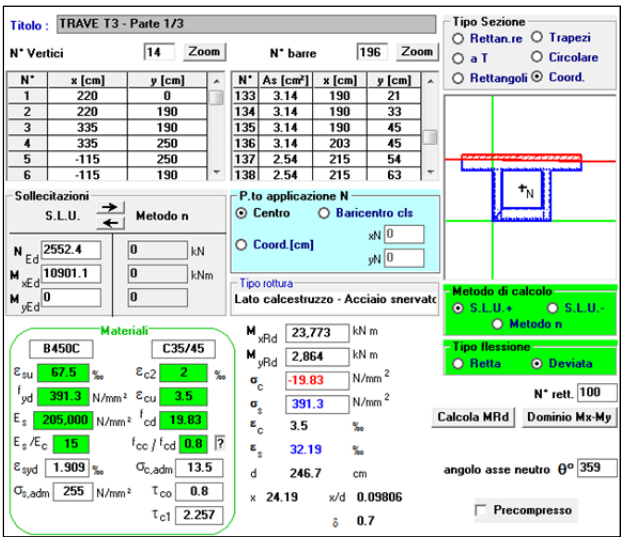


FIGURA 7-35 - TRAVE T3 - PARTE 1 DI 3 - VERIFICA A PRESSO/TENSO FLESSIONE

Momento resistente in y:

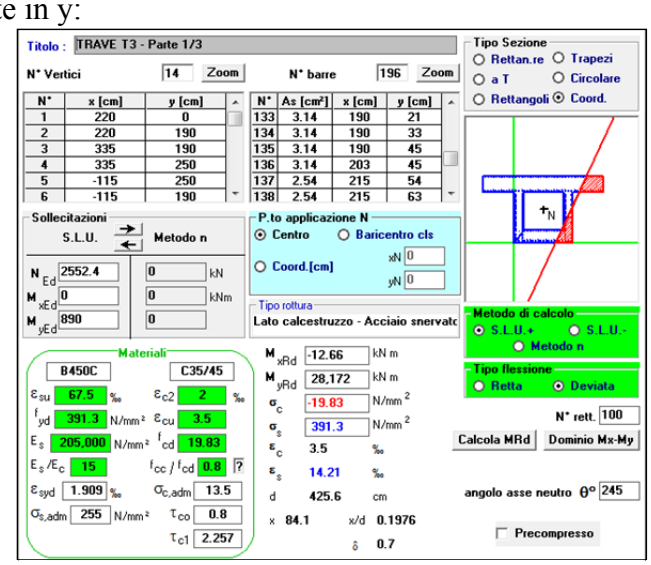


FIGURA 7-36 - TRAVE T3 - PARTE 1 DI 3 - VERIFICA A PRESSO/TENSO FLESSIONE

Momenti resistenti nelle due direzioni x ed y:

$M_{Rd,x}(N_{Ed}^{-})$= 23733 kNm
$M_{Rd,y}(N_{Ed}^{-})$= 28172 kNm
Verifica:
Dominio di interazione M,N

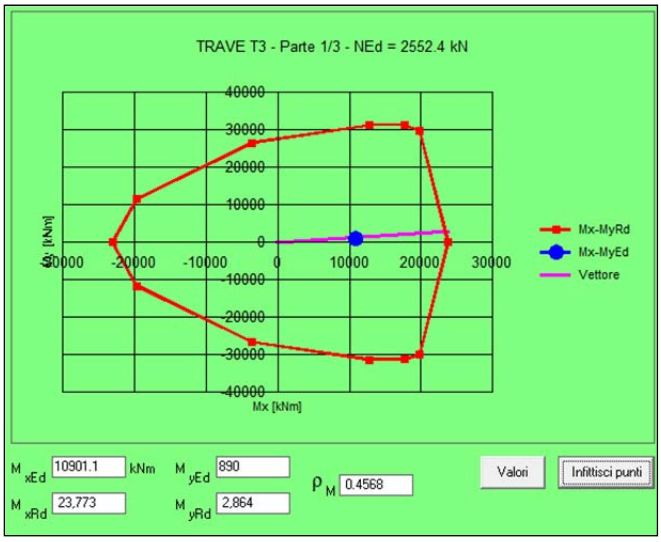


FIGURA 7-37 - TRAVE T3 - PARTE 1 DI 3 - DOMINIO DI INTERAZIONE MX-MY

$$\left(\frac{M_{Ed,x}^{+}}{M_{Rd,x}(N_{Ed})}\right)^{\alpha}+\left(\frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}(N_{Ed})}\right)^{\alpha}\le 1$$

$$\left(\frac{10901.1}{23773}\right)+\left(\frac{890}{28172}\right)=0.46+0.03=0.49<1$$

Dove:

α è stato assunto cautelativamente pari ad 1.

La verifica risulta soddisfatta

3) $M_{Ed,x}^{-}$=-12667.3 kNm - Comb.1015

$M_{Ed,y}$= -890 kNm - Comb.2011 (Sismica)
N_{Ed}^{+}=3997.9 kN (trazione) - Comb. 1015

Momento resistente in x:

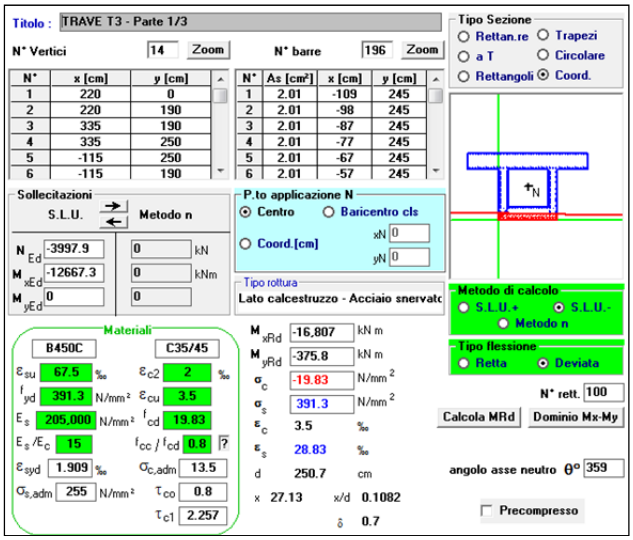


FIGURA 7-38 - TRAVE T3 - PARTE 1 DI 3 - VERIFICA A PRESSO/TENSO FLESSIONE

Momento resistente in y:

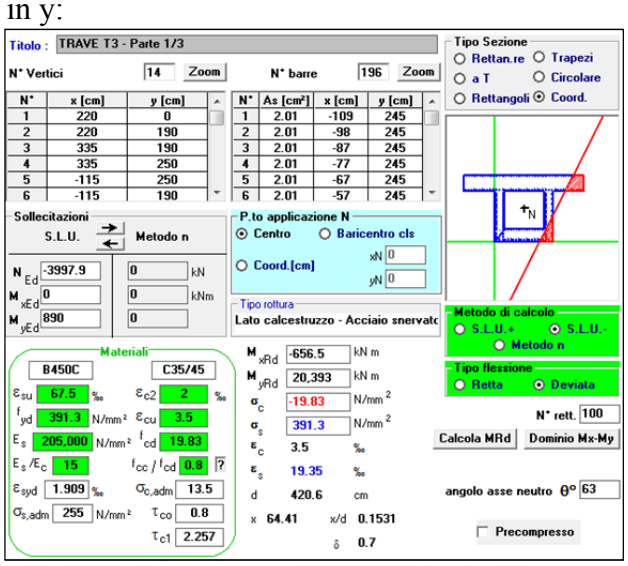


FIGURA 7-39 - TRAVE T3 - PARTE 1 DI 3 - VERIFICA A PRESSO/TENSO FLESSIONE

Momenti resistenti nelle due direzioni x ed y:
$M_{Rd,x}(N_{Ed}^{+})$= -16807 kNm
$M_{Rd,y}(N_{Ed}^{+})$= 20393 kNm

Verifica:
Dominio di interazione M,N

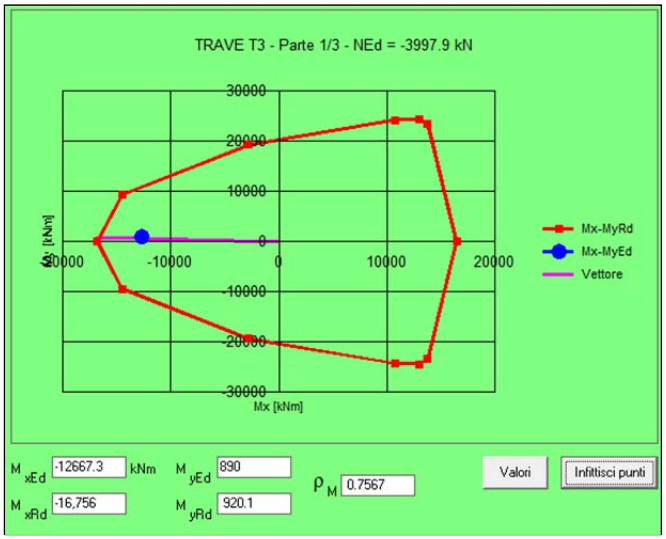


FIGURA 7-40 - TRAVE T3 - PARTE 1 DI 3 - DOMINIO DI INTERAZIONE MX-MY

$$\left(\frac{M^{-}_{Ed,x}}{M_{Rd,x}(N_{Ed})}\right)^{\alpha}+\left(\frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}(N_{Ed})}\right)^{\alpha}\le 1$$

$$\left(\frac{-12667.3}{-16807.0}\right)+\left(\frac{890}{20393}\right)=0.75+0.04=0.79<1$$

Dove:

α è stato assunto cautelativamente pari ad 1.

La verifica risulta soddisfatta

4) M_{Ed}^{-}=-12667.3 kNm

N_{Ed}^{-}= -2552.4 (compressione)

Momento resistente in x:

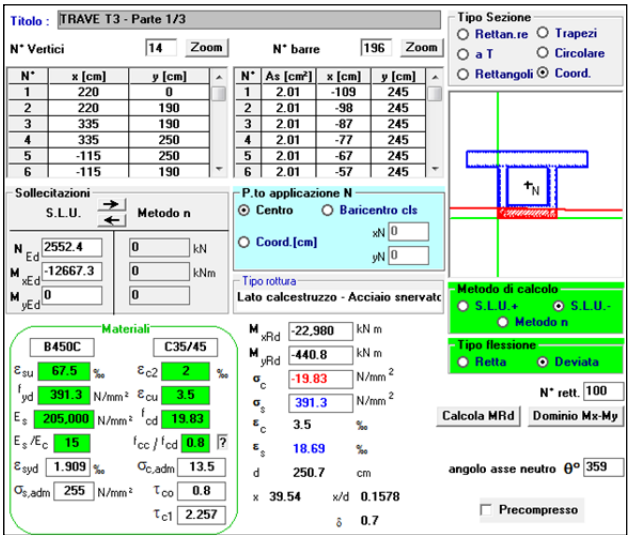


FIGURA 7-41 - TRAVE T3 - PARTE 1 DI 3 - VERIFICA A PRESSO/TENSOFLESSIONE

Momento resistente in y:

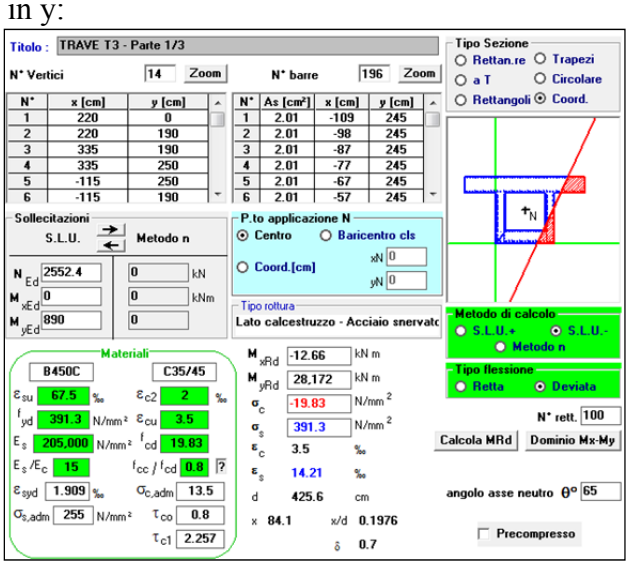


FIGURA 7-42 - TRAVE T3 - PARTE 1 DI 3 - VERIFICA A PRESSO/TENSOFLESSIONE

Momenti resistenti nelle due direzioni x ed y:

$M_{Rd,x}$ (N_{Ed}^{-})= -22980 kNm
$M_{Rd,y}$ (N_{Ed}^{-})= 28172 kNm

Verifica:

Dominio di interazione M,N

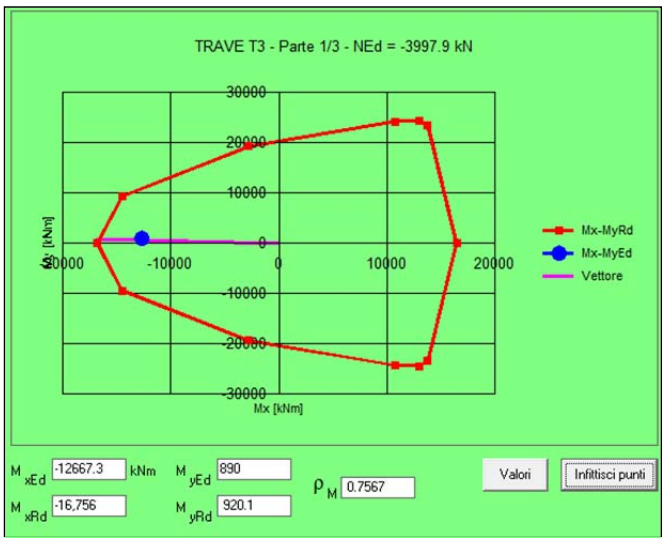


FIGURA 7-43 - TRAVE T3 - PARTE 1 DI 3 - DOMINIO DI INTERAZIONE MX-MY

$$\left(\frac{M^{-}_{Ed,x}}{M_{Rd,x}(N_{Ed})}\right)^{\alpha}+\left(\frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}(N_{Ed})}\right)^{\alpha}\le 1$$

$$\left(\frac{-12667.3}{-22980}\right)+\left(\frac{890}{28172}\right)=0.55+0.03=0.58<1$$

Dove:
α è stato assunto cautelativamente pari ad 1.

La verifica risulta soddisfatta

Verifica a taglio:

Analogamente a quanto già effettuato per le verifiche a taglio sulle travi cassero, si considera una sezione resistente costituita solamente dai due setti verticali di spessore 35 cm.

Taglio sollecitante di progetto:
V_{Ed} = 4765.2 kN - Comb. 1018

Resistenza a taglio della sezione priva di armature a taglio:

$$V_{Rd,c}=\left\{0.18\cdot k\cdot(100\cdot\rho_1\cdot f_{ck})^{1/3}/\gamma_c+0.15\cdot\sigma_{cp}\right\}\cdot b_w\cdot d\ge V_{Rd,c,min}=(v_{min}+0.15\cdot\sigma_{cp})\cdot b_w\cdot d$$

$$V_{Rd,c}=1090.5\text{kN} > V_{Rd,c,min}=517.7\ \text{kN}$$

dove:

- $k=1+(200/d)^{1/2}=1.286\le 2$
- $v_{min}=0.035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}=0.302\ \text{N/mm}^2$
- d= altezza utile=2450 mm
- $\rho_1=A_{sl}/(b_w\cdot d)=0.02$
- A_{sl}=416.6 cm^2
- $\sigma_{cp}=N_{Ed}/A_c=0.0\ \text{N/mm}^2\le 0.2\cdot f_{cd}$
- b_w= larghezza minima della sezione=2*350=700 mm

Pertanto:

$V_{Rd,c} < V_{Ed}$

E' necessario armare a taglio.

Resistenza a taglio della sezione dotata di armature a taglio:

Armatura trasversale nel setto:

Si predispongono staffe ϕ12/100 - 4 bracci- A_{sw}=45.2 cm^2/m

Si effettua il calcolo della resistenza minima dei puntoni di calcestruzzo imponendo cotθ=2.5

Resistenza a "taglio-compressione":

$$V_{R,Cd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (ctg\alpha + ctg\vartheta)/(1 + ctg^2\vartheta)$$

$$V_{R,Cd} = 5278.1\,kN$$

Resistenza a "taglio-trazione":

$$V_{R,Sd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\vartheta) \cdot sen\alpha$$

$$V_{R,Sd} = 9749.9\,kN$$

Verifica:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rd,s}, V_{Rd,c}) = 5278.1\,kN > V_{Ed}$$

Verifica soddisfatta

7.2.4.4 Verifica nei confronti dell'azione orizzontale dell'onda

L'azione dell'onda è data dalla somma di una componente verticale e di una orizzontale. La componente verticale è diretta verso l'alto ed è stata considerata nelle combinazioni di carico sopra elencate.

Questa componente è equilibrata dei carichi gravitazionali presenti, ritenuti in questo caso favorevoli alla struttura.

Nel caso di onda orizzontale, i carichi sfavoriscono la struttura e pertanto i coefficienti di sicurezza assunti nei calcoli sono tutti amplificativi.

La sollecitazione dovuta alla componente orizzontale dell'onda è stata studiata separatamente in quanto responsabile di effetti locali sui piedritti e sulla soletta inferiore della trave a cassone.

Ipotesi di calcolo:

La soletta inferiore presenta una rigidezza elevata nella direzione di applicazione dell'onda.

Si assume dunque che:

- La soletta inferiore si comporti come una trave doppiamente incastrata alla sommità dei pilastri e offra resistenza flessionale nei confronti dell'onda.
- La soletta inferiore sia sufficientemente rigida da fungere da appoggio per il piedritto verticale che a questo punto si comporta da trave incastrata in sommità nella soletta superiore ed appoggiata in corrispondenza della soletta inferiore.
- L'armatura a taglio disposta nei piedritti verticali predisposta, per resistere alle sollecitazioni dei carichi verticali, deve essere adeguata a sopportare anche le sollecitazioni di flessione indotte dall'onda orizzontale agente sul piedritto.

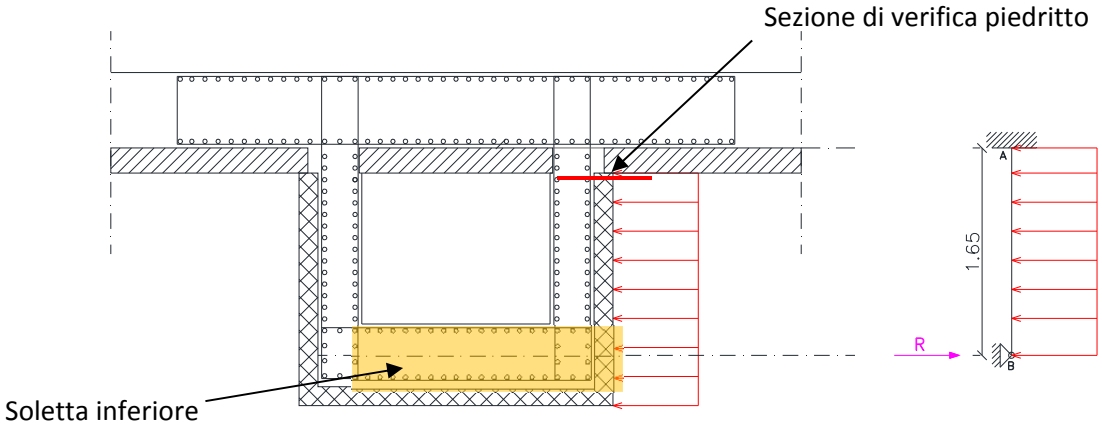


FIGURA 7-44 - TRAVE T3 - SCHEMA DI CALCOLO PER STUDIO EFFETTI AZIONE ORIZZONTALE DELL'ONDA

Azioni sollecitanti - Soletta inferiore

Azione orizzontale dell'onda:
p_h = 13.0 t/m^2 - Onda T_R=250 anni - Macro interne

Carico al metro lineare agente sulla soletta inferiore:
La reazione vincolare R, rappresenta un carico al metro lineare da spalmare sulla soletta inferiore in tutta la sua lunghezza.
Considerando nei calcoli una fascia di larghezza L=1.0 m, si ottiene:
q_h = 13.0 x 9.81 x (1.85/1.65) =143.0 kN/m

R= $0.375 \cdot q_h \cdot h = 0.375 \cdot 143.0 \cdot 1.65 = 88.5$ kN/m

Luce di calcolo della trave:
A favore di sicurezza, la luce di calcolo è stata assunta pari all'interasse tra i pilastri della sottostruttura.
L_c=6.0 m

Coefficiente di combinazione:
γ=1.5

Azioni interne:

Taglio di progetto:
$$V_{Ed} = \gamma \cdot (q_h \cdot L_c)/2 = 1.5 \cdot (88.5 \cdot 6.0)/2 = 398.3 \text{ kN}$$

Momento sollecitante di progetto - Sezione di mezzeria:
$$M_{Ed} = \gamma \cdot (q_h \cdot L_c^2)/24 = 1.5 \cdot (88.5 \cdot 6.0^2)/24 = 199.2 \text{ kNm}$$

Momento sollecitante di progetto - Sezione d'appoggio:
$$M_{Ed} = \gamma \cdot (q_h \cdot L_c^2)/24 = 1.5 \cdot (88.5 \cdot 6.0^2)/12 = 398.3 \text{ kNm}$$

Verifica agli stati limite ultimi - Soletta inferiore

L'armatura della soletta inferiore è così costituita:

- barre longitudinali 10ϕ20 agli estremi della sezione
- Staffe ϕ12/10 nelle sezioni d'appoggio
- Staffe ϕ10/10 nella sezione di mezzeria

Verifica a flessione:

Momento sollecitante di progetto:

M_{Ed} = 398.3 kNm - Sezione d'appoggio

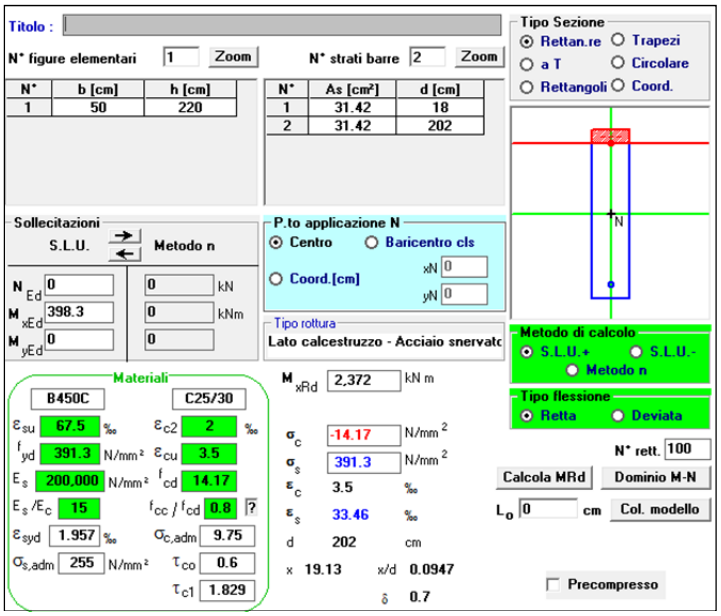


FIGURA 7-45 - TRAVE T3 - VERIFICA A FLESSIONE - SOLETTA INFERIORE

M_{Rd} = 2372 kNm

Pertanto:

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

398.3 < 2372 kNm

Verifica a taglio:

Taglio sollecitante di progetto:

$V_{Ed} = 398.3$ kN

Resistenza a taglio della sezione priva di armature a taglio:

$$V_{Rd,c} = \left\{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\right\} \cdot b_w \cdot d \geq V_{Rd,c,min} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$V_{Rd,c} = 463.9$ kN $>$ $V_{Rd,c,min} = 335.7$ kN

dove:

- $k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1.303 \leq 2$
- $v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0.308$ N/mm^2
- d= altezza utile=2180 mm
- $\rho_1 = A_{sl}/(b_w \cdot d) = 0.0058$
- A_{sl}=62.8 cm^2
- $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c = 0.0$ N/mm^2 $\leq 0.2 \cdot f_{cd}$
- b_w= larghezza minima della sezione=500 mm

Pertanto:

$V_{Rd,c} > V_{Ed}$

Verifica soddisfatta

La sezione, ipotizzata priva di armatura a taglio è in grado di resistere alla sollecitazione di taglio, di conseguenza è sufficiente disporre la quantità minima di armatura.

L'armatura predisposta soddisfa i requisiti minimi d'armatura imposti dalla normativa.

Verifica agli stati limite ultimi - Pareti verticali

Si verifica la sezione del piedritto per una larghezza pari ad 1.0m. Le dimensioni sono dunque 35x100 cm, con copriferro c=2 cm.

In corrispondenza degli appoggi dove ho il valore di taglio massimo dovuto ai carichi verticali, la sezione è dotata di barre d'armatura ϕ12/10 (A_{sw}=2·11.3 = 22.6 cm^2).

Questa armatura contribuisce alla resistenza a flessione nei confronti dell'azione orizzontale dell'onda.

Si calcolano le azioni di momento e taglio massimo secondo lo schema di trave incastro-appoggio sopra indicato:

p_h=143.0 kN/m

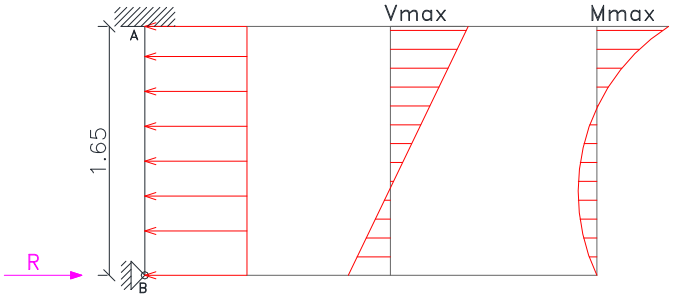


FIGURA 7-46 - TRAVE T3 - SCHEMA DI CALCOLO PIEDRITTO

V_{max}= 1.5·0.625·q_h·h=1.5·0.625·143.0·1.65=221.0 kN

$$M_{max} = -\frac{\gamma \cdot q_h \cdot L^2}{8} = -\frac{1.5 \cdot 143.0 \cdot 1.65^2}{8} =$$ -72.9 kNm

Verifica a flessione:

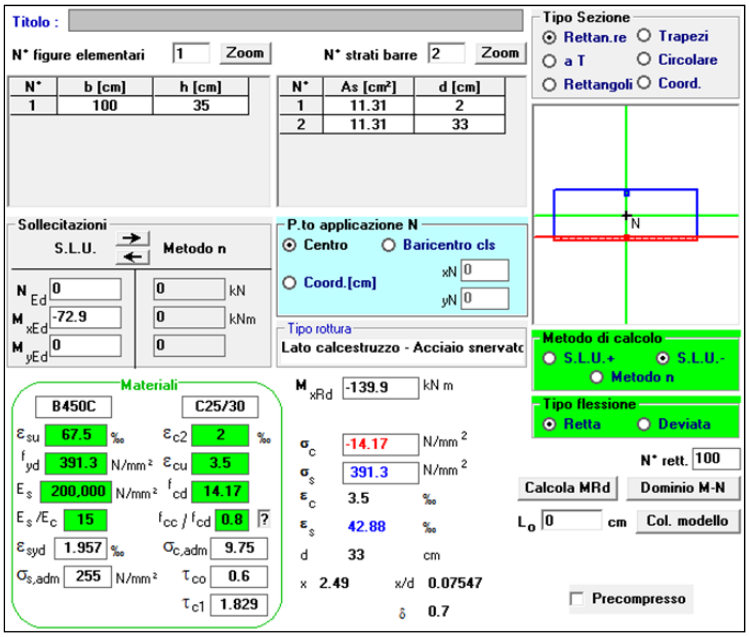


FIGURA 7-47 - TRAVE T3 - VERIFICA A FLESSIONE DEL PIEDRITTO

M_{Ed} = -72.9 kNm

M_{Rd} = -139.9 kNm

Pertanto:

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

72.9 < 139.9 kNm

Verifica a taglio:

Taglio sollecitante di progetto:
$V_{Ed} = 221.0$ kN

Resistenza a taglio della sezione priva di armature a taglio:

$$V_{Rd,c} = \left\{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\right\} \cdot b_w \cdot d \geq V_{Rd,c,min} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,c} = 203.1 \text{ kN} > V_{Rd,c,min} = 162.1 \text{ kN}$$

dove:

- $k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1.778 \leq 2$
- $v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0.491$ N/mm^2
- d= altezza utile=330 mm
- $\rho_1 = A_{sl}/(b_w \cdot d) = 0.0068$
- A_{sl}=22.6 cm^2
- $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c = 0.0$ N/mm^2 $\leq 0.2 \cdot f_{cd}$

- b_w= larghezza minima della sezione=1000 mm

Pertanto:
$V_{Rd,c} < V_{Ed}$

E' necessario armare a taglio

Le staffe previste per il taglio dovuto ai carichi verticali hanno geometria tale da funzionare anche nei confronti del taglio dovuto all'azione orizzontale dell'onda.

Si considerano dunque staffe ϕ12/10.

Resistenza a taglio della sezione dotata di armature a taglio:

Armatura trasversale nel setto:
Si predispongono staffe ϕ12/10 - 2 bracci- A_{sw}=22.6 cm^2/m

Si calcola la resistenza minima dei puntoni di calcelstruzzo imponendo cotθ=2.5

Resistenza a "taglio-compressione":

$$V_{R,Cd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (ctg\alpha + ctg\vartheta)/(1 + ctg^2\vartheta)$$

$$V_{R,Cd} = 1015.6\ kN$$

Resistenza a "taglio-trazione":

$$V_{R,Sd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\vartheta) \cdot sen\alpha$$

$$V_{R,Sd} = 656.6\ kN$$

Verifica:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rd,s}, V_{Rd,c}) = 656.6\ kN > V_{Ed}$$

Verifica soddisfatta

7.2.4.5 Verifica agli stati limite d'esercizio

Sono state eseguite verifiche nei confronti dei seguenti stati limite:

- Apertura delle fessure
- Controllo delle tensioni di esercizio

Le verifiche nei confronti degli stati limite di apertura delle fessure e del controllo delle tensioni d'esercizio è stata eseguita mediante le combinazioni caratteristiche rara, frequenti e quasi permanenti come indicato nelle Norme Tecniche.
Le verifiche nei confronti dello stato limite di deformabilità è stato eseguito sia a mezzo delle combinazioni sismiche allo stato limite di danno che mediante le combinazioni statiche.

A favore di sicurezza, la sezione più sollecitata a flessione è stata verificata a pressoflessione accoppiando al momento massimo la trazione o la compressione massima in tutta la campata oggetto di studio.
La verifica a taglio è stata invece eseguita studiando l'effetto del massimo taglio agente su tutta la parte di trave considerata.

Azioni sollecitanti massime:

Combinazioni caratteristiche rare - Serie 3000:

Sd		U.M.	Comb.	S.L.	Sezione	Caso di carico	Azione caratteristica	Coefficiente parziale γ	Coefficiente combinazione ψ	Azione SLE
$M_{Ed,x}^{+}$ (fibre tese inferiori)	7326.8	kNm	3005	Rara	Campata M-N - x= 9.0 m da M	Peso proprio	445.6	1.0	1.0	445.6
						Sovraccarico 9.4 t/m^2	6135.4	1.0	1.0	6135.4
						ΔT -8°C	745.75	1.0	1.0	745.75
									$M_{Ed,x}$+	**7326.8**
$M_{Ed,x}^{-}$ (fibre tese inferiori)	-8475.2	kNm	3015	Rara	Campata M-N - Sezione M	Peso proprio	-2252.4	1.0	1.0	-2252.4
						Sovraccarico 9.4 t/m^2	-5476.8	1.0	1.0	-5476.8
						ΔT +20°C	-716.7	1.0	1.0	-716.7
						Gru RMG	-427.6	1.0	0.7	-299.32
									$M_{Ed,x}$-	**-8745.2**
N_{Ed}^{+} (trazione)	2713.4	kN	3015	Rara	Campata M-N - Sezione M	Peso proprio	360.9	1.0	1.0	360.9
						Sovraccarico 9.4 t/m^2	534.1	1.0	1.0	534.1
						ΔT +20°C	1765.5	1.0	1.0	1765.5
						Gru RMG	75.6	1.0	0.7	52.92
									N_{Ed}^{+}	**2713.4**
N_{Ed}^{-} (Compressione)	-1653.5	kN	3016	Rara	Campata M-N - Sezione M	Peso proprio	360.9	1.0	1.0	360.9
						Sovraccarico 9.4 t/m^2	-1189.6	1.0	1.0	-1189.6
						ΔT -8°C	-706.2	1.0	1.0	-706.2
						Gru RMG	-169.4	1.0	0.7	-118.58
									N_{Ed}^{-}	**-1653.5**

TABELLA 7-5 - TRAVE T3 - PARTE 1 DI 3 - AZIONI SOLLECITANTI MASSIME ALLO STATO LIMITE D'ESERCIZIO - COMB. RAR

Combinazioni caratteristiche frequenti - Serie 3100:

Sd		U.M.	Comb.	S.L.	Sezione	Caso di carico	Azione caratteristica	Coefficiente parziale γ	Coefficiente combinazione ψ	Azione SLE
$M_{Ed,x}^{+}$ (fibre tese inferiori)	6340.3	kNm	3103	Freq	Campata M-N - x= 9.0 m da M	Peso proprio	445.6	1.0	1.0	445.6
						Sovraccarico 9.4 t/m^2	6135.4	1.0	0.9	5521.86
						ΔT -8°C	745.75	1.0	0.5	372.875
									$M_{Ed,x}$+	**6340.3**
$M_{Ed,x}^{-}$ (fibre tese inferiori)	-7839.2	kNm	3108	Freq	Campata M-N - Sezione M	Peso proprio	-2252.4	1.0	1.0	-2252.4
						Sovraccarico 9.4 t/m^2	-5476.8	1.0	0.9	-4929.12
						ΔT +20°C	-716.7	1.0	0.5	-358.35
						Gru RMG	-427.6	1.0	0.7	-299.32
									$M_{Ed,x}$-	**-7839.2**
N_{Ed}^{+} (trazione)	1777.3	kN	3108	Freq	Campata M-N - Sezione M	Peso proprio	360.9	1.0	1.0	360.9
						Sovraccarico 9.4 t/m^2	534.1	1.0	0.9	480.69
						ΔT +20°C	1765.5	1.0	0.5	882.75
						Gru RMG	75.6	1.0	0.7	52.92
									N_{Ed}^{+}	**1777.3**
N_{Ed}^{-} (Compressione)	-1181.4	kN	3109	Freq	Campata M-N - Sezione M	Peso proprio	360.9	1.0	1.0	360.9
						Sovraccarico 9.4 t/m^2	-1189.6	1.0	0.9	-1070.64
						ΔT -8°C	-706.2	1.0	0.5	-353.1
						Gru RMG	-169.4	1.0	0.7	-118.58
									N_{Ed}^{-}	**-1181.4**

TABELLA 7-6 - TRAVE T3 - PARTE 1 DI 3 - AZIONI SOLLECITANTI MASSIME ALLO STATO LIMITE D'ESERCIZIO - COMB. FREQUENTI

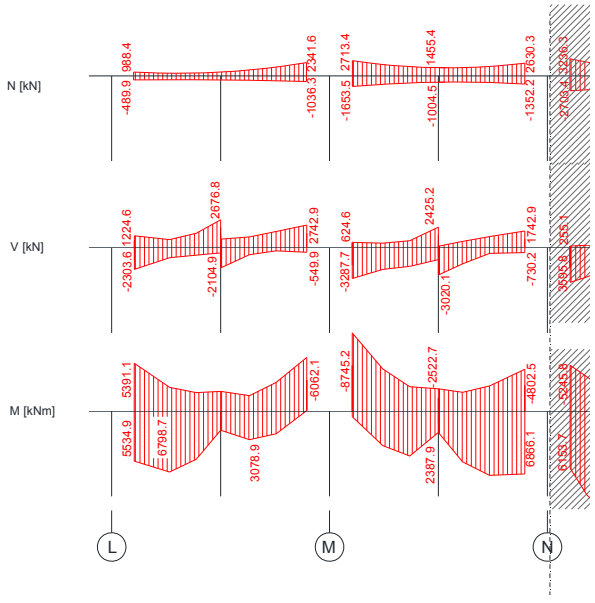
Combinazioni caratteristiche quasi permanenti - Serie 3200:

Sd		U.M.	Comb.	S.L.	Sezione	Caso di carico	Azione caratteristica	Coefficiente parziale γ	Coefficiente combinazione ψ	Azione SLE
$M_{Ed,x}^{+}$ (fibre tese inferiori)	5353.9	kNm	3201	Q.P.	Campata M-N x= 9.0 m da M	Peso proprio	445.62	1.0	1.0	445.62
						Sovraccarico 9.4 t/m²	6135.4	1.0	0.8	4908.32
									$M_{Ed,x}$+	**5353.9**
$M_{Ed,x}^{-}$ (fibre tese inferiori)	-6890.4	kNm	3203	Q.P.	Campata M-N - Sezione M	Peso proprio	-2252.4	1.0	1.0	-2252.4
						Sovraccarico 9.4 t/m²	-5476.8	1.0	0.8	-4381.44
						Gru RMG	-427.6	1.0	0.6	-256.56
									$M_{Ed,x}$-	**-6890.4**
N_{Ed}^{+} (trazione)	833.5	kN	3203	Q.P.	Campata M-N - Sezione M	Peso proprio	360.9	1.0	1.0	360.9
						Sovraccarico 9.4 t/m²	534.1	1.0	0.8	427.28
						Gru RMG	75.6	1.0	0.6	45.36
									N_{Ed}^{+}	**833.5**
N_{Ed}^{-} (Compressione)	-692.4	kN	3203	Q.P.	Campata M-N - Sezione M	Peso proprio	360.9	1.0	1.0	360.9
						Sovraccarico 9.4 t/m²	-1189.6	1.0	0.8	-951.68
						Gru RMG	-169.4	1.0	0.6	-101.64
									N_{Ed}^{-}	**-692.4**

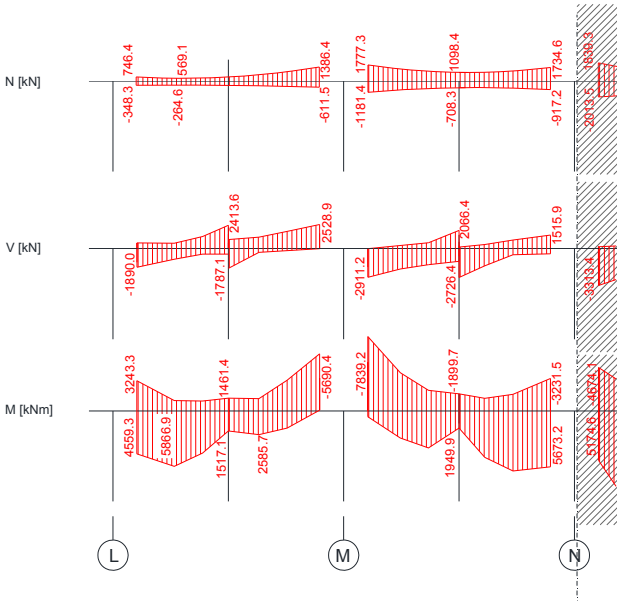
TABELLA 7-7 - TRAVE T3 - PARTE 1 DI 3 - AZIONI SOLLECITANTI MASSIME ALLO STATO LIMITE D'ESERCIZIO - COMB. Q.P.

Diagrammi azioni interne:

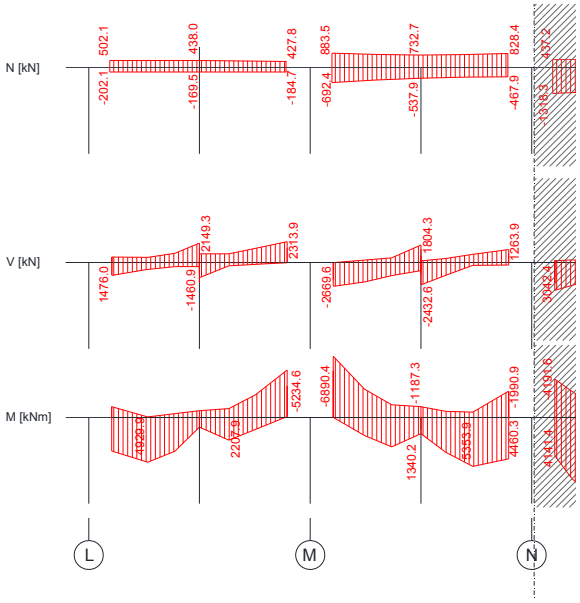
Inviluppo combinazioni caratteristiche rare - Serie 3000



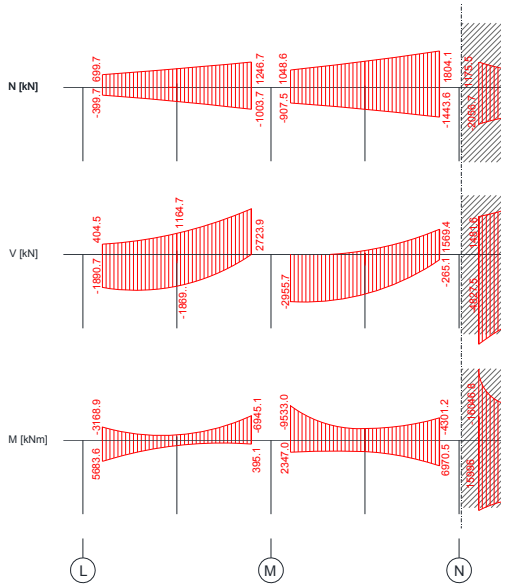
Inviluppo combinazioni caratteristiche rare - Serie 3100



Inviluppo combinazioni caratteristiche rare - Serie 3200



Inviluppo combinazioni sismiche - SLD - Serie 2100



Stato limite di apertura delle fessure - Lembo superiore

L'apertura delle fessure è stata calcolata con il metodo diretto, in accordo con le NTC08 ,§4.1.2.2.4

Condizioni ambientali: XS3 - Molto aggressive
Sensibilità armature: poco sensibili (acciaio ordinario)
Stati limite da verificare:

- Apertura delle fessure < w_1=0.2 mm - Combinazioni frequenti
- Apertura delle fessure < w_1=0.2 mm - Combinazioni quasi permanenti

Poiché la limitazione alla fessurazione è uguale per le due tipologie di combinazione di carico, si considerano le condizioni più gravosa, ovvero la combinazioni frequenti (Serie 3100).

La verifica nei confronti di questo stato limite viene effettuata sia al lembo superiore che a quello inferiore.

Verifica - lembo superiore:

Le sollecitazioni massime risultano essere:
Azione flettente:
M_{Ed}^{-} = -7839.2 kNm - Comb.3108

Azioni assiali:
N_{Ed}^{+} = 1773.5 kN - Comb.3108 - Trazione
N_{Ed}^{-} = -1181.4 kN - Comb.3109 - Compressione

Armatura in zona tesa

La normativa prescrive il calcolo di un'area efficace di calcestruzzo che effettivamente partecipa alla resistenza nei confronti del fenomeno di fessurazione.
Lo spessore di questo strato, il cui calcolo è riportato nel seguito, è pari a 50 mm, inferiore allo spessore della soletta superiore.
Nei calcoli si considera dunque solamente lo strato più esterno di armatura.
A_s =43ϕ16=86.4 cm^2
φ = 16 mm

Distanza massima tra due fessure successive:

$$S_{r,msx} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\varphi}{\rho_{eff}} = 138.9 \text{ mm}$$

dove:
k_1 = Coefficiente che tiene conto delle proprietà di aderenza delle barre, assunto pari a 0.8 per barre ad aderenza migliorata;
k_2 = Coefficiente che tiene conto del diagramma delle deformazioni, assunto pari a 0.5 per via della presenza di sola flessione;
k_3 = Termine di derivazione sperimentale, assunto pari a 3.4;

k_4 = Termine di derivazione sperimentale, assunto pari a 0.425.

$\rho_{eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}}$ =rapporto geometrico d'armatura =0.038

$A_{c,eff}$ = = Area di calcestruzzo entro la quale la barra d'acciaio può effettivamente influenzare l'apertura della fessura = $b_{c,eff} \cdot h_{c,eff}$ =2250 cm^2

$h_{c,eff} = \min\{2.5 \cdot (h-d); (h-x)/3; h/2\}$

$h_{c,eff} = \min\{50; 63.5; 92.5\}$=50 mm

$b_{c,eff}$ = 4500mm

x=posizione asse neutro-sezione fessurata=54.4 cm

Deformazione unitaria media delle barre:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} \geq \varepsilon_{sm,min} = 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$\varepsilon_{sm} = 0.0012$

$\varepsilon_{sm,min} = 0.000793$

dove:

σ_s = Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata= 271.0 N/mm^2

$\alpha_e = E_s/E_c = 205000/34077 = 6.1$

k_t =fattore dipendente dalla durata del carico, assunto pari a 0.4 per carichi di lunga durata.

Calcolo delle tensioni agenti:

Si riporta nel seguito il calcolo delle tensioni massime agenti in campo elastico.

Tali valori di tensione sono stati ottenuti accoppiando il momento flettente minimo nella sezione con la massima trazione e la massima compressione in campata.

M_{Ed}^- = -7839.2 kNm - N_{Ed} =1773.5 kN

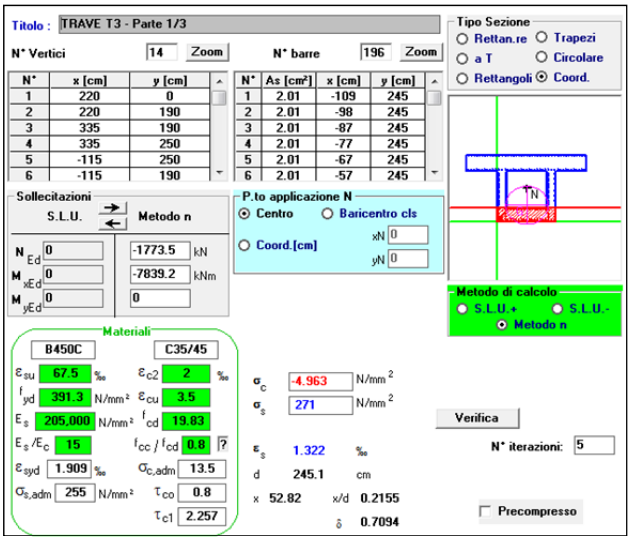


FIGURA 7-48 - TRAVE T3 -PARTE 1 DI 3 - VERIFICA A FESSURAZIONE - CALCOLO TENSIONI MASSIME PER L'ACCIAIO

M_{Ed}^{-} = -7839.2 kNm - N_{Ed} =-1181.4 kN

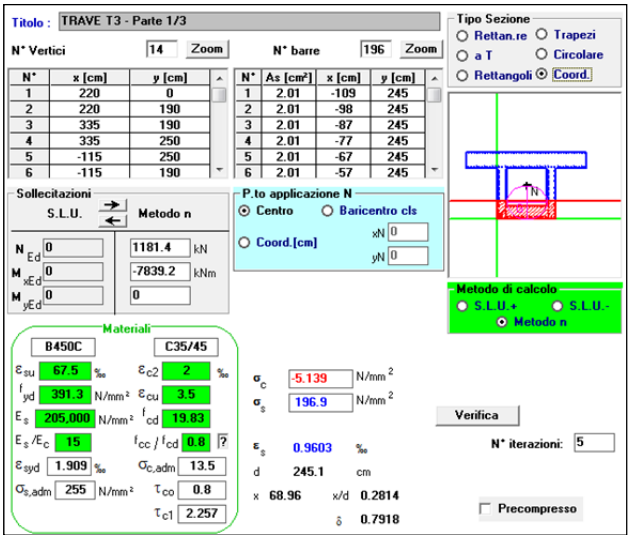


FIGURA 7-49 - TRAVE T3 -PARTE 1 DI 3 - VERIFICA A FESSURAZIONE - CALCOLO TENSIONI MASSIME PER L'ACCIAIO

La tensione massima nell'acciaio teso al lembo superiore risulta essere pari a σ_s=262.0 N/mm^2

Valore di calcolo dell'apertura delle fessure

$$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot S_{r,max} = 0.0012 \cdot 138.9 = 0.17 \text{ mm}$$

Verifica

$w_d = 0.17 \text{ mm} < w_1 = 0.2$

Verifica soddisfatta

Stato limite di apertura delle fessure

Verifica - lembo inferiore teso:
Le sollecitazioni massime risultano essere:
Azione flettente:
M_{Ed} = 6340.3 kNm - Comb.3103

Azioni assiali:
N_{Ed}^{+} = 1773.5 kN - Comb.3108 - Trazione
N_{Ed}^{-} = -1181.4 kN - Comb.3109 - Compressione

Armatura in zona tesa

La normativa prescrive il calcolo di un'area efficace di calcestruzzo che effettivamente partecipa alla resistenza nei confronti del fenomeno di fessurazione.
Lo spessore di questo strato, il cui calcolo è riportato nel seguito, è pari a 50 mm, inferiore allo spessore della soletta superiore.
Nei calcoli si considera dunque solamente lo strato più esterno di armatura.

$A_s = 15\phi18 + 6\ \phi20 = 48.99 \text{ cm}^2$
Vista la eterogeneità dei diametri impiegati al lembo inferiore, si calcola il diametro equivalente con la seguente espressione:

$$\phi_{eq} = \frac{n_1 \cdot \phi_1^2 + n_2 \cdot \phi_2^2}{n_1 \cdot \phi_1 + n_2 \cdot \phi_2} = 18.6 \text{ mm}$$

dove:
$n_1 = 15$
$n_2 = 6$
$\phi_1 = 18$ mm
$\phi_2 = 20$ mm

Distanza massima tra due fessure successive:

$$S_{r,msx} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\varphi}{\rho_{eff}} = 96.5 \text{ mm}$$

dove:

k_1 = Coefficiente che tiene conto delle proprietà di aderenza delle barre, assunto pari a 0.8 per barre ad aderenza migliorata;

k_2 = Coefficiente che tiene conto del diagramma delle deformazioni, assunto pari a 0.5 per via della presenza di sola flessione;

k_3 = Termine di derivazione sperimentale, assunto pari a 3.4;

k_4 = Termine di derivazione sperimentale, assunto pari a 0.425.

$\rho_{eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}}$ =rapporto geometrico d'armatura =0.11

$A_{c,eff}$ = = Area di calcestruzzo entro la quale la barra d'acciaio può effettivamente influenzare l'apertura della fessura $= b_{c,eff} \cdot h_{c,eff}$ =440 cm^2

$h_{c,eff} = \min\{2.5 \cdot (h-d); (h-x)/3; h/2\}$

$h_{c,eff} = \min\{50; 50.4; 92.5\}$ =50 mm

$b_{c,eff}$ = 2200 mm

x=posizione asse neutro-sezione fessurata=37.3 cm

Deformazione unitaria media delle barre:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} \geq \varepsilon_{sm,min} = 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$\varepsilon_{sm} = 0.00102$

$\varepsilon_{sm,min} = 0.000697$

dove:

σ_s = Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata= 238.1 N/mm^2

$\alpha_e = E_s/E_c = 205000/34077 = 6.1$

k_t =fattore dipendente dalla durata del carico, assunto pari a 0.4 per carichi di lunga durata.

Calcolo delle tensioni agenti:

Si riporta nel seguito il calcolo delle tensioni massime agenti in campo elastico.

Tali valori di tensione sono stati ottenuti accoppiando il momento flettente minimo nella sezione con la massima trazione e la massima compressione in campata.

M_{Ed}^{-} = 6340.3 kNm - N_{Ed} =1773.5 kN (trazione)

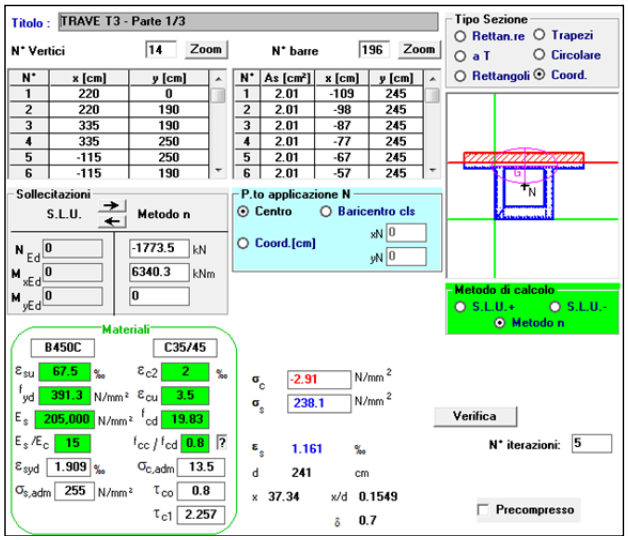


FIGURA 7-50 - TRAVE T3 -PARTE 1 DI 3 - VERIFICA A FESSURAZIONE - CALCOLO TENSIONI MASSIME ACCIAIO

M_{Ed}^{-} = 6340.3 kNm - N_{Ed} =-1181.4 kN

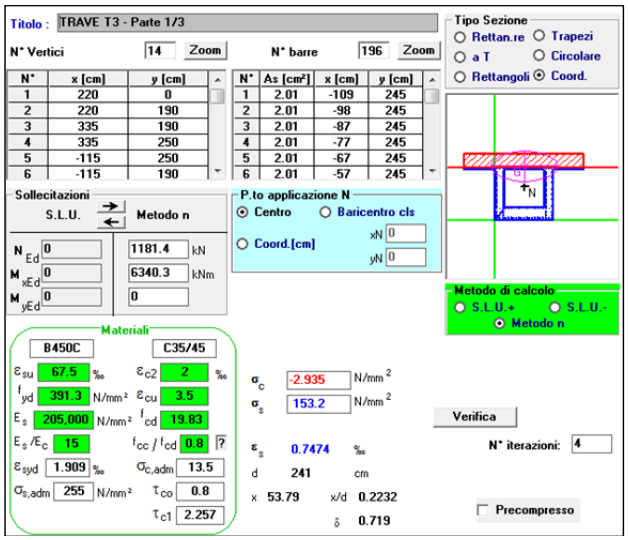


FIGURA 7-51 - TRAVE T3 -PARTE 1 DI 3 - VERIFICA A FESSURAZIONE - CALCOLO TENSIONI MASSIME ACCIAIO

La tensione massima nell'acciaio teso al lembo superiore risulta essere pari a σ_s=238.1 N/mm^2

Valore di calcolo dell'apertura delle fessure

$$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot S_{r,max} = 0.00102 \cdot 94.5 = 0.1 \text{ mm}$$

Verifica

$$w_d = 0.1 \text{ mm} < w_1 = 0.2$$

Verifica soddisfatta

Verifica delle tensioni d'esercizio

Le massime tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio devono rispettare le seguenti limitazioni (§4.1.2.2.5, NTC08)

- $\sigma_c < 0.6 \cdot f_{ck}$ per combinazione caratteristica (rara)
- $\sigma_c < 0.45 \cdot f_{ck}$ per combinazione quasi permanente
- $\sigma_s < 0.8 \cdot f_{yk}$ per combinazione caratteristica (rara)

Massime azioni sollecitanti:

Combinazione caratteristica rara:

M_{Ed}^+ = 7326.8 kNm - Comb. 3005

M_{Ed}^- = -8475.2 kNm - Comb. 3005

N_{Ed}^+=2713.4 kN - Comb. 3015 (Trazione)

N_{Ed}^-=-1653.5 kN - Comb. 3016 (Compressione)

Combinazione quasi permanente:

M_{Ed}^+ = 5353.9 kNm - Comb. 3201

M_{Ed}^- = -6890.4 kNm - Comb. 3203

N_{Ed}^+=833.5 kN - Comb. 3203 (Trazione)

N_{Ed}^-=-692.4 kN - Comb. 3203 (Compressione)

Tensioni d'esercizio - Lembo superiore

1°Caso - Combinazione caratteristica rara

M_{Ed}^{-}=-8475.2 kNm - Comb.3005

N_{Ed}^{+}=2713.4 kN - Comb. 3015 (Trazione)

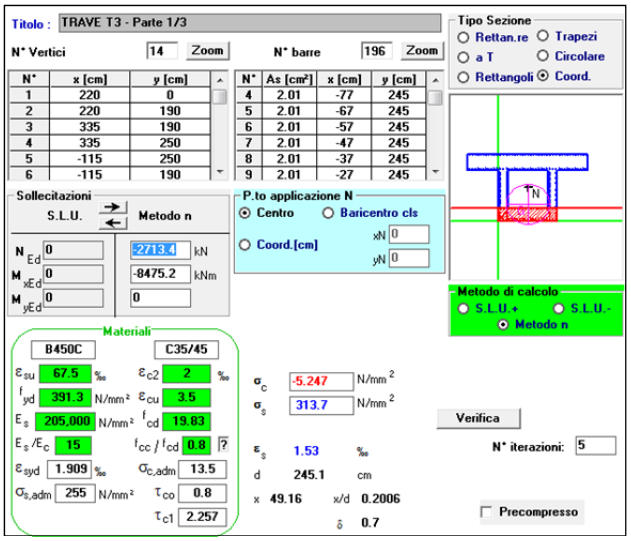


FIGURA 7-52 - TRAVE T3 -PARTE 1 DI 3 - CONTROLLO DELLE TENSIONI D'ESERCIZIO

Massima tensione di compressione nel calcestruzzo:

σ_c= -5.3 N/mm^2

Massima tensione di trazione nell'acciaio:

σ_s=313.7 N/mm^2

<u>2°Caso - Combinazione caratteristica rara</u>

M_{Ed}^{-}=-8475.2 kNm - Comb.3005

N_{Ed}^{-}=-1653.5 kN - Comb. 3016 (Compressione)

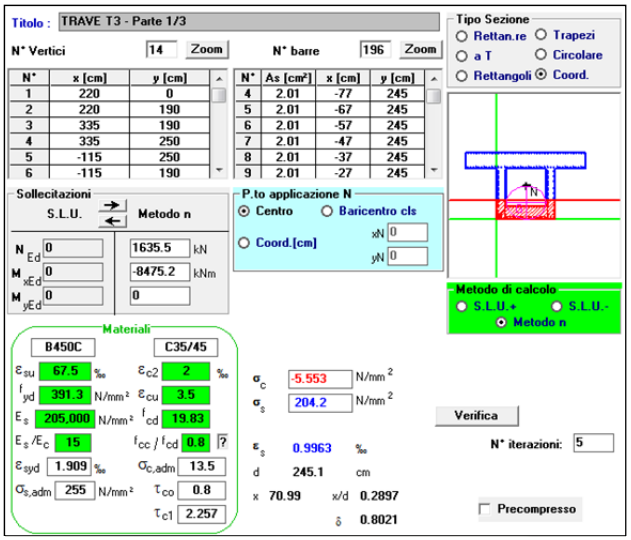


FIGURA 7-53 - TRAVE T3 -PARTE 1 DI 3 - CONTROLLO DELLE TENSIONI D'ESERCIZIO

Massima tensione di compressione nel calcestruzzo:

σ_c= -5.6 N/mm^2

Massima tensione di trazione nell'acciaio:

σ_s=204.2 N/mm^2

<u>3° Caso - Combinazione quasi permanente</u>

M_{Ed}^-=-6890.4 kNm - Comb.3203

N_{Ed}^+=833.5 kN - Comb. 3203 (Trazione)

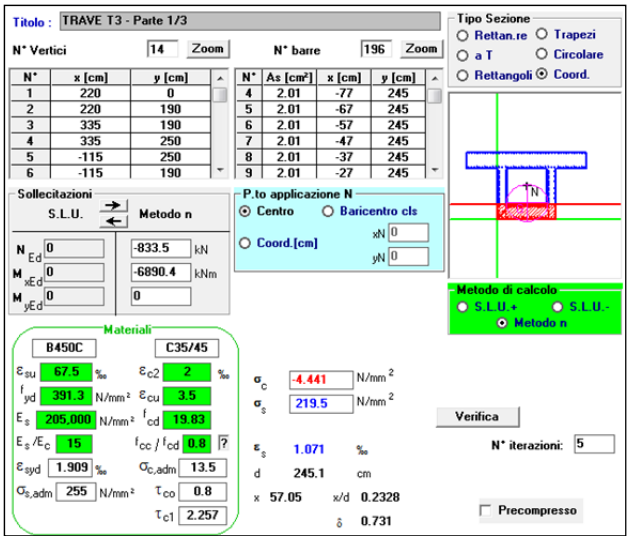


FIGURA 7-54 - TRAVE T3 -PARTE 1 DI 3 - CONTROLLO DELLE TENSIONI D'ESERCIZIO

Massima tensione di compressione nel calcestruzzo:

σ_c= -4.4 N/mm^2

Massima tensione di trazione nell'acciaio:

σ_s=219.5 N/mm^2

<u>4° Caso - Combinazione quasi permanente</u>

M_{Ed}^-=-6890.4 kNm - Comb.3203

N_{Ed}^+=-692.4 kN - Comb. 3203 (Compressione)

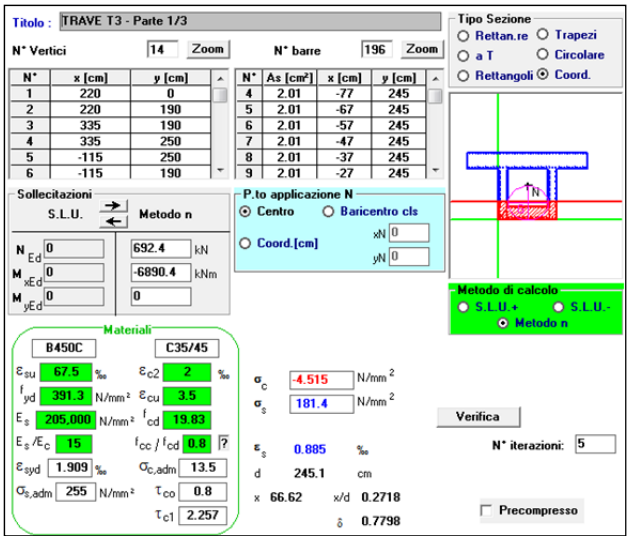


FIGURA 7-55 - TRAVE T3 -PARTE 1 DI 3 - CONTROLLO DELLE TENSIONI D'ESERCIZIO

Massima tensione di compressione nel calcestruzzo:

σ_c= -4.5 N/mm^2

Massima tensione di trazione nell'acciaio:

σ_s=181.4 N/mm^2

Tensioni d'esercizio - Lembo inferiore

<u>5° Caso - Combinazione caratteristica rara</u>

M_{Ed}^{+}=7326.8 kNm - Comb.3005

N_{Ed}^{+}=2713.4 kN - Comb. 3015 (Trazione)

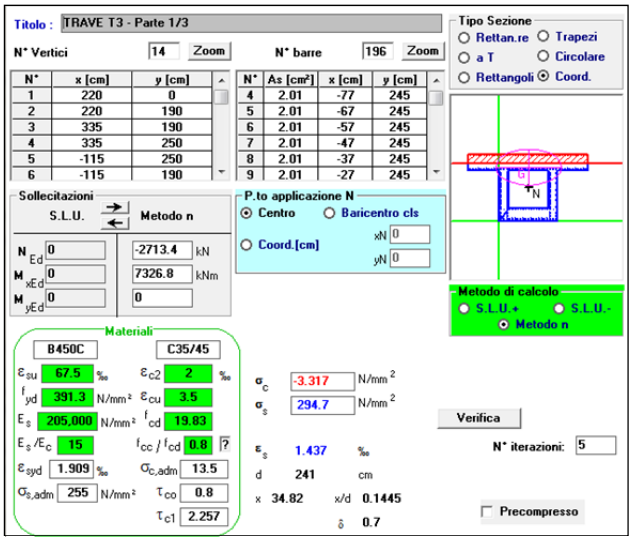


FIGURA 7-56 - TRAVE T3 -PARTE 1 DI 3 - CONTROLLO DELLE TENSIONI D'ESERCIZIO

Massima tensione di compressione nel calcestruzzo:

σ_c= -3.3 N/mm^2

Massima tensione di trazione nell'acciaio:

σ_s=294.7 N/mm^2

<u>6° Caso - Combinazione caratteristica rara</u>

M_{Ed}^{+}=-7326.8 kNm - Comb.3005

N_{Ed}^{-}=-1653.5 kN - Comb. 3016 (Compressione)

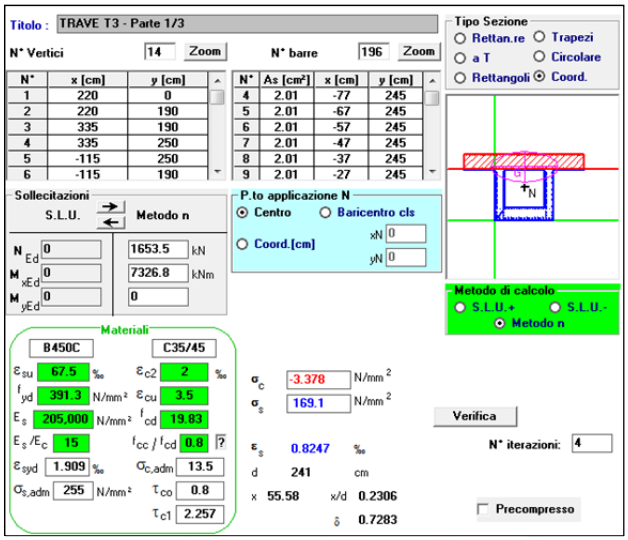


FIGURA 7-57 - TRAVE T3 -PARTE 1 DI 3 - CONTROLLO DELLE TENSIONI D'ESERCIZIO

Massima tensione di compressione nel calcestruzzo:

σ_c= -3.4 N/mm^2

Massima tensione di trazione nell'acciaio:

σ_s=169.1 N/mm^2

<u>7° Caso - Combinazione quasi permanente</u>

M_{Ed}^{+}=5353.9 kNm - Comb.3201

N_{Ed}^{+}=833.5 kN - Comb. 3203 (Trazione)

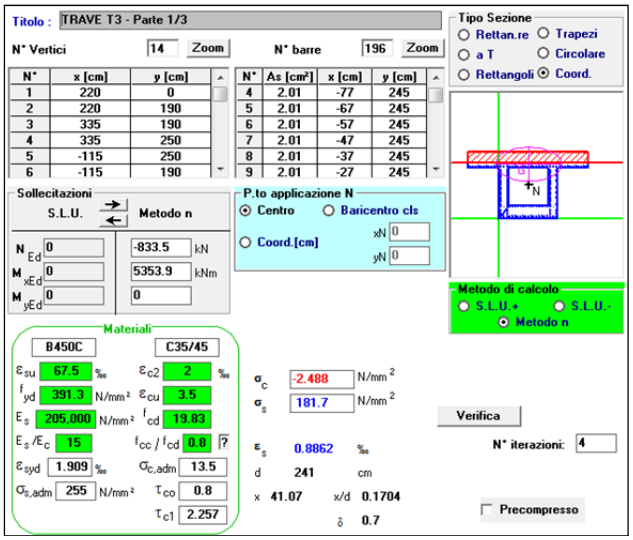


FIGURA 7-58 - TRAVE T3 -PARTE 1 DI 3 - CONTROLLO DELLE TENSIONI D'ESERCIZIO

Massima tensione di compressione nel calcestruzzo:

σ_c= -2.5 N/mm^2

Massima tensione di trazione nell'acciaio:

σ_s=181.7 N/mm^2

<u>8° Caso - Combinazione quasi permanente</u>

M_{Ed}^{+}=5353.9 kNm - Comb.3201

N_{Ed}^{+}=-692.4 kN - Comb. 3203 (Compressione)

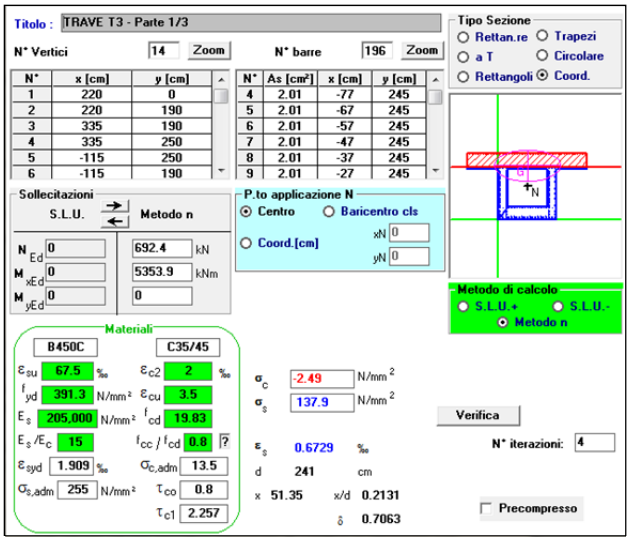


FIGURA 7-59 - TRAVE T3 -PARTE 1 DI 3 - CONTROLLO DELLE TENSIONI D'ESERCIZIO

Massima tensione di compressione nel calcestruzzo:

σ_c= -2.5 N/mm^2

Massima tensione di trazione nell'acciaio:

σ_s=137.9 N/mm^2

Riepilogando si ottengono i seguenti valori di tensione massima:

Caso	Comb.	Lembo	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{s,max}$
1	Rara	Superiore	-5.3	313.7
2	Rara	Superiore	-5.6	204.2
3	Q.P.	Superiore	-4.4	219.5
4	Q.P.	Superiore	-4.5	181.4
5	Rara	Inferiore	-3.3	294.7
6	Rara	Inferiore	-3.4	169.1
7	Q.P.	Inferiore	-2.5	181.7
8	Q.P.	Inferiore	-2.5	137.9

TABELLA 7-8 - TRAVE T3 - PARTE 1 DI 3 - RIEPILOGO TENSIONI MASSIME CALCESTRUZZO E ACCIAIO

Pertanto:

Verifica tensione nel calcestruzzo

Combinazione Caratteristica Rara:

$\sigma_c = 5.6 < 0.6 \cdot f_{ck} = 21 \text{ N/mm}^2$

Verifica soddisfatta

Combinazione Quasi permanente :

$\sigma_c = 4.5 < 0.45 \cdot f_{ck} = 15.7 \text{ N/mm}^2$

Verifica soddisfatta

Verifica tensione nell'acciaio

$\sigma_s = 313.7 < 0.8 \cdot f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$

Verifica soddisfatta

7.2.4.6 Verifica limiti d'armatura

A valle delle verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio, si effettua il controllo dei limiti d'armatura longitudinale e trasversale riportati al cap.7 delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008.

A differenza dei casseri a perdere, si considerano i limiti di armatura per strutture in zona sismica.

Si considera la struttura in classe di duttilità B.

Limiti d'armatura longitudinale

Rapporto geometrico armatura tesa:

Il rapporto geometrico o relativo all'armatura tesa, indipendentemente dal fatto che l'armatura tesa sia quella al lembo superiore della sezione A_s o quella al lembo inferiore della sezione A_i, deve essere compreso entro i seguenti limiti:

$$\frac{1.4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3.5}{f_{yk}}$$

da cui:

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_{yk}} = 0.0031$$

$$\rho_{max} = \frac{3.5}{f_{yk}} = 0.0077$$

A favore di sicurezza, in prima battuta si considerano tese solamente le armature della soletta inferiore o della soletta superiore.

Armatura tesa al lembo inferiore:
$A_s = 20\phi20+30\phi18=139\ cm^2$

Armatura tesa al lembo inferiore:
$A_i = 86\phi16=172.9\ cm^2$

Area della sezione:
$A_c=220\cdot50+450\cdot60+2x140x35=47800\ cm^2$

Rapporto geometrico armatura tesa al lembo inferiore:

$$\rho_s = \frac{A_s}{A_c} = 0.0029$$

Rapporto geometrico armatura tesa al lembo superiore:

$$\rho_s = \frac{A_i}{A_c} = 0.0036$$

Verifica:
Lembo inferiore:

$\rho_s<\rho_{min}$
$0.0029<0.0031$

Il rapporto geometrico di armatura tesa non rispetta la disuguaglianza imposta dalla normativa. La verifica si ritiene in questo caso ugualmente soddisfatta in quanto, in sezione, risultano tesi anche le barre longitudinali disposte nei piedritti verticali.

$\rho_s<\rho_{max}$
$0.0029<0.0077$

Verifica soddisfatta

Lembo superiore:

$\rho_s > \rho_{min}$

0.0036>0.0031

$\rho_s < \rho_{max.}$

0.0036<0.0077

Verifica soddisfatta

Dove:

ρ_s , ρ_i sono i rapporti geometrico relativo all'armatura tesa pari ad $A_s/(b\ h)$ oppure ad $A_j/(b\ h)$

ρ_{comp} è il rapporto geometrico relativo all'armatura compressa

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

Limiti d'armatura trasversale:

L'armatura trasversale è costituita come segue:

- ϕ12/10 per un'estensione di L=1.0m in corrispondenza degli appoggi
- ϕ10/10 per un'estensione di L=1.0m in corrispondenza degli appoggi

Diametro minimo staffe:

ϕ_{min}=6.0 mm

Il diametro minimo delle staffe predisposto nella sezione è pari a 10 mm, superiore al diametro minimo da normativa.

Verifica soddisfatta

Passo minimo staffe:

Il passo delle staffe in sezione deve rispettare la limitazione seguente:

$$s \le \min\left\{0.25 \cdot d\ ;\ 225mm;\ 8\phi_{min,long};24\phi_{staffe}\right\}$$

$$100mm \le \min\left\{612\ ;\ 225mm;\ 128;240\right\}$$

dove:
d=2450mm
$\phi_{min,long}$=16 mm
ϕ_{staffe}=10 mm

Verifica soddisfatta

7.2.5 Trave T3 - Parte 2 di 3

La porzione di trave T3 parte 2 di 3 è collocata tra i picchetti N ed O lungo l'allineamento 18, nella macro L:Q-16:21.

In riferimento alla tavola di progetto "MI010P-PE-S-C-D-4812-C0" si riporta quanto segue:

Armatura longitudinale:
- Armatura lembo superiore: ϕ18/10
- Armatura piedritti verticali:ϕ20/10
- Armatura soletta inferiore : ϕ18/10

Ai fini della resistenza nei confronti dell'azione dell'onda, in ciascuno dei vertici inferiori sono stati predisposti 12ϕ22.

Armatura trasversale:
- Staffe ϕ14/20 alternate ϕ12/20 a per un tratto di L=1.0 m in corrispondenza degli appoggi (pilastri 2.5x2.5 e pilastri 0.5x2.5)
- Staffe ϕ12/10 per i tratti di lunghezza L=1.0m successivi
- Staffe ϕ10/10 per i tratti rimanenti

7.2.5.1 Azioni sollecitanti massime:

Sd		U.M.	Comb.	S.L.	Sezione	Caso di carico	Azione caratteristica	Coefficiente parziale γ	Coefficiente combinazione ψ	Azione SLU
$M_{Ed,x}^+$ (fibre tese inferiori)	22431.5	kNm	2012	SLU - Sismiche	Campata N-O - Sezione N	Peso proprio	-1519.5	1.0	1.0	-1519.5
						Sovraccarico 9.t/m^2	6670.6	1.0	0.8	5336.48
						Sisma Tr=475 anni -X	897.2	0.3	1.0	269.16
						Sisma Tr=475 anni -Y	18021	1.0	1.0	18021
						Gru RMG	540.6	1.0	0.6	324.36
									$M_{Ed,x}+$	**22431.5**
$M_{Ed,x}^-$ (fibre tese inferiori)	-23588.5	kNm	2012	SLU	Campata N-O - Sezione O	Peso proprio	-1454.6	1	1.0	-1454.6
						Sovraccarico 9.t/m^2	-4954.1	1	0.8	-3963.28
						Sisma Tr=475 anni -X	-464.3	0.3	1.0	-139.29
						Sisma Tr=475 anni -Y	-17674.4	1	1.0	-17674.4
						Gru RMG	-594.9	1	0.6	-356.94
									$M_{Ed,x}-$	**-23588.5**
N_{Ed}^+ (trazione)	4936.4	kN	1015	SLU	Campata N-O - Sezione O	Peso proprio	-51.4	1.3	1.0	-66.82
						Sovraccarico 9.t/m^2	607.4	1.5	1.0	911.1
						ΔT +20°C	2648.1	1.5	1.0	3972.15
						Gru RMG	114.3	1.5	0.7	120.015
									N_{Ed}^+	**4936.4**
N_{Ed}^- (Compressione)	-4208.2	kN	1016	SLU	Campata N-O - Sezione O	Peso proprio	-51.4	1.3	1.0	-66.82
						Sovraccarico 9.t/m^2	-1662.2	1.5	1.0	-2493.3
						ΔT -8°C	-1059.3	1.5	1.0	-1588.95
						Gru RMG	-56.4	1.5	0.7	-59.22
									N_{Ed}^-	**-4208.3**
V_{Ed}	6556.2	kN	2012	SLU	Campata N-O - Sezione O	Peso proprio	806.5	1.0	1.0	806.5
						Sovraccarico 9.t/m^2	3332.7	1.0	0.8	2666.16
						Sisma Tr=475 anni -X	221.8	0.3	1.0	66.54
						Sisma Tr=475 anni -Y	2965.2	1.0	1.0	2965.2
						Gru RMG	86.3	1.0	0.6	51.78
									V_{Ed}	**6556.2**

TABELLA 7-9 - TRAVE T3 - PARTE 2 DI 3 - AZIONI SOLLECITANTI MASSIME ALLO STATO LIMITE ULTIMO

7.2.5.2 Diagramma delle azioni interne - SLU

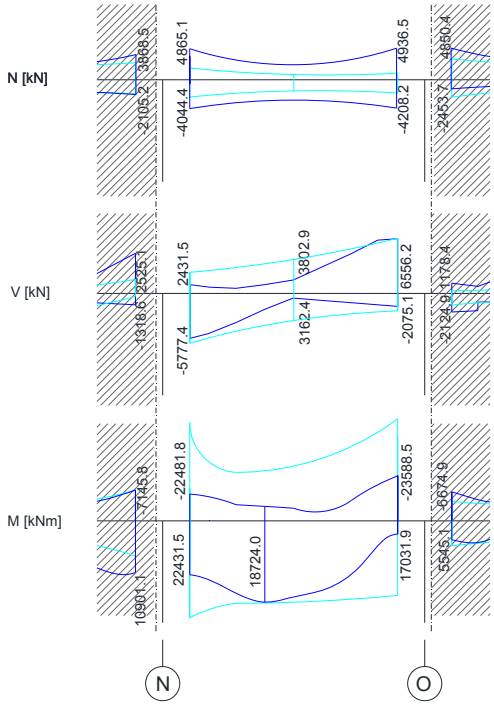


FIGURA 7-60 - TRAVE T3 -PARTE 2 DI 3 - DIAGRAMMA INVILUPPO DELLE AZIONI INTERNE - SLU

7.2.5.3 Verifica agli stati limite ultimi

A favore di sicurezza, le verifiche a pressoflessione è stata effettuata associando alla massima sollecitazione flettente, il valore massimo di azione assiale di trazione e compressione presenti nella rispettiva campata.
La verifica a taglio è invece stata eseguita considerando il valore massimo di taglio sollecitante agente su tutta la parte di trave oggetto di studio.
La tabella seguente riporta i valori di azioni interne utilizzate nei calcoli, la sezione e le combinazioni di carico da cui derivano.

Verifica a presso/tenso-flessione

1) $M_{Ed,x}^{+}$=22431.6 kNm - Comb.2012
   $M_{Ed,y}$= -785.3 kNm - Comb.2011 (Sismica)

N_{Ed}^{+}=4936.4 kN (trazione) - Comb. 1015

Momento resistente in x:

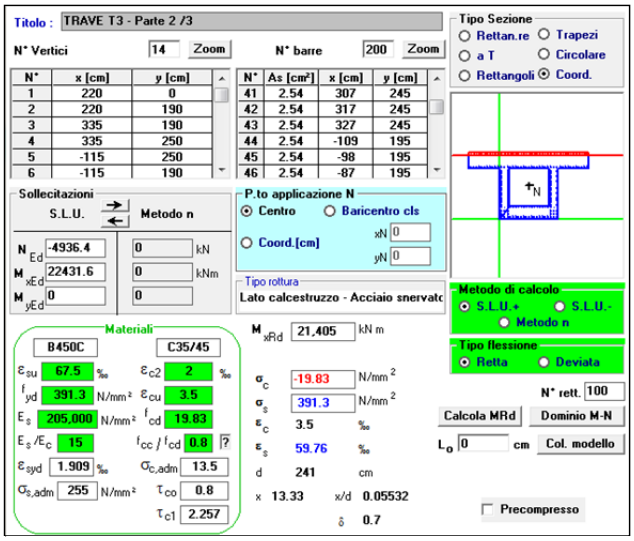


FIGURA 7-61 - TRAVE T3 -PARTE 2 DI 3 - VERIFICA A PRESSO/TENSO FLESSIONE

$M_{Rd,x} < M_{Ed}$

Il momento resistente in questo caso è inferiore al momento sollecitante, di conseguenza la sezione non risulta verificata.

A favore di sicurezza sono stati scelti i valori massimi assoluti di momento e azione assiale, pur non derivando dalla medesima combinazione di carico.

Di conseguenza tale applicazione di carico è, di fatto inesistente.

Si ripete dunque la verifica a pressoflessione utilizzando i seguenti valori di azioni interne:

$M_{Ed,x}^{+}$=22431.6 kNm - Comb.2012

$M_{Ed,y}$= -785.3 kNm - Comb.2011 (Sismica)

N_{Ed}^{+}=1572.5 kN (trazione) - Comb. 2012

N_{Ed}^{-}=-2453.7 kN (Compressione) - Comb. 2012

Momento resistente in x:

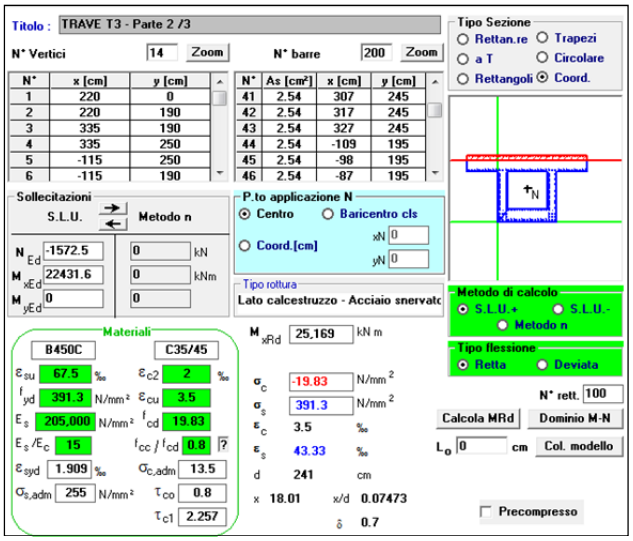


FIGURA 7-62 - TRAVE T3 -PARTE 2 DI 3 - VERIFICA A PRESSO/TENSO FLESSIONE

Momento resistente in y:

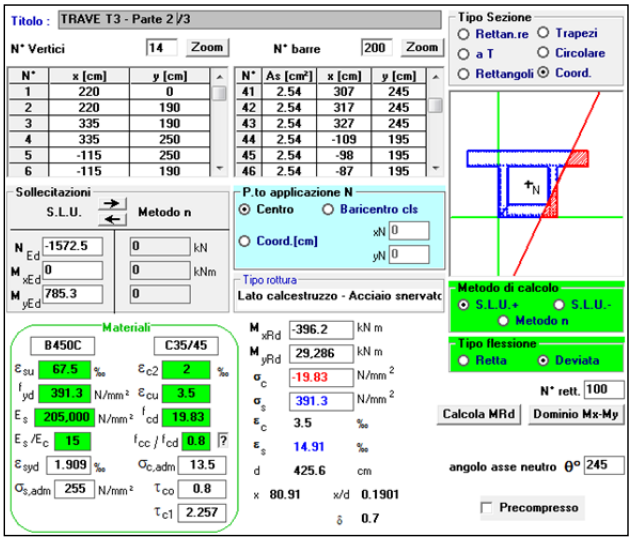


FIGURA 7-63 - TRAVE T3 -PARTE 2 DI 3 - VERIFICA A PRESSO/TENSO FLESSIONE

Momenti resistenti nelle due direzioni x ed y:

$M_{Rd,x}(N_{Ed})$= 25169 kNm
$M_{Rd,y}(N_{Ed})$= 29286 kNm

Verifica:

Dominio di interazione M,N

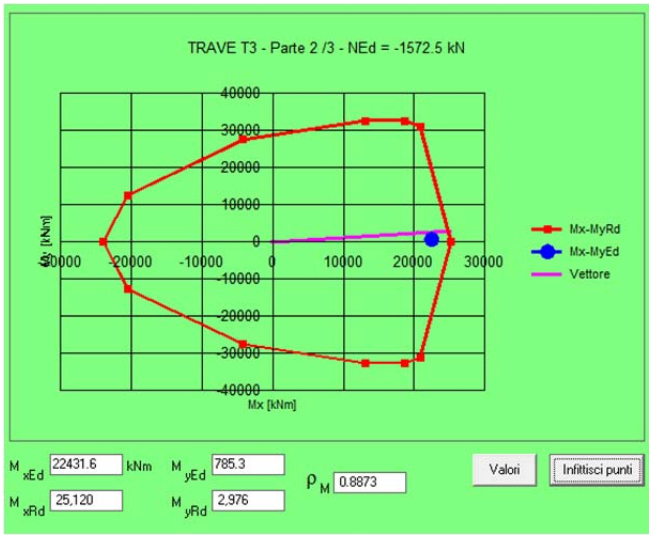


FIGURA 7-64 - TRAVE T3 -PARTE 2 DI 3 - DIAGRAMMA DI INTERAZIONE MX-MY

$$\left(\frac{M^{+}_{Ed,x}}{M_{Rd,x}(N_{Ed})}\right)^{\alpha}+\left(\frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}(N_{Ed})}\right)^{\alpha}\le 1$$

$$\left(\frac{22431.6}{25169}\right)+\left(\frac{785.3}{29286}\right)=0.89+0.03=0.92<1$$

Dove:

α è stato assunto cautelativamente pari ad 1.

La verifica risulta soddisfatta

2) $M_{Ed,x}^{+}$=22431.6 kNm - Comb.2012

$M_{Ed,y}$= -785.3 kNm - Comb.2011 (Sismica)

N_{Ed}^{-}=-2453.7 kN (compressione) - Comb. 2012

Momento resistente in x:

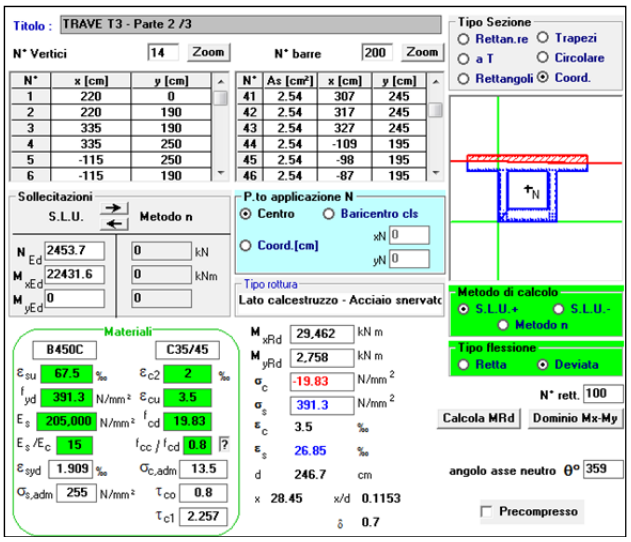


FIGURA 7-65 - TRAVE T3 -PARTE 2 DI 3 - VERIFICA A PRESSO/TENSO FLESSIONE

Momento resistente in y:

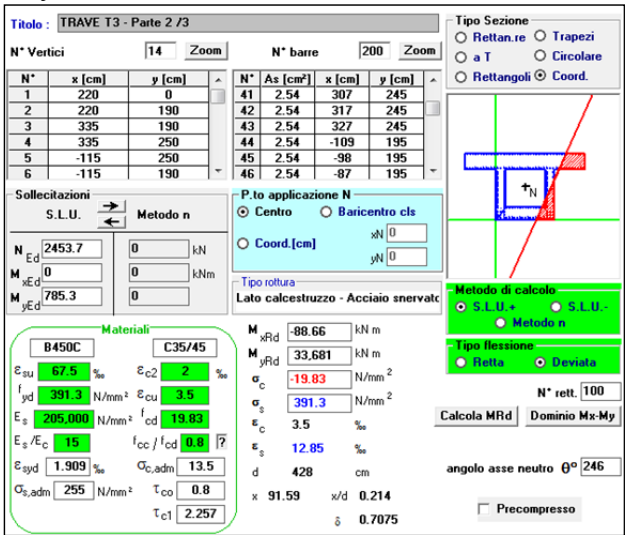


FIGURA 7-66 - TRAVE T3 -PARTE 2 DI 3 - VERIFICA A PRESSO/TENSO FLESSIONE

Momenti resistenti nelle due direzioni x ed y:

$M_{Rd,x}$ (N_{Ed}^{+})= 29462 kNm
$M_{Rd,y}$ (N_{Ed}^{+})= 33681 kNm

Verifica:

Dominio di interazione M,N

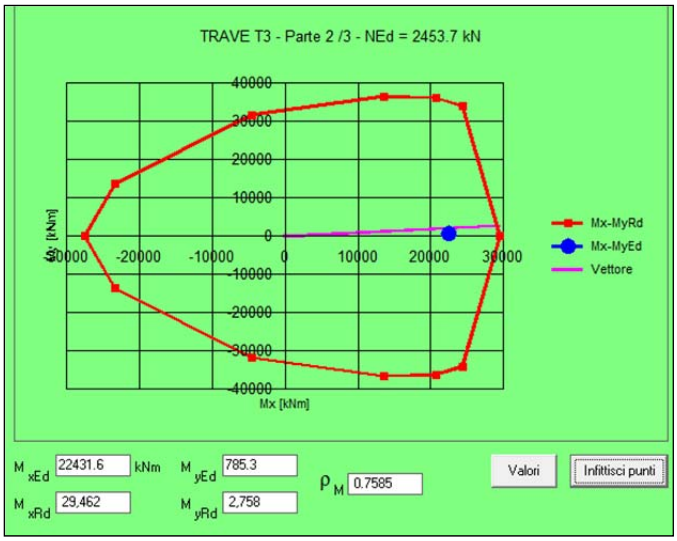


FIGURA 7-67 - TRAVE T3 -PARTE 2 DI 3 - DOMINI DI INTERAZIONE

$$\left(\frac{M^{+}_{Ed,x}}{M_{Rd,x}(N_{Ed})}\right)^{\alpha}+\left(\frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}(N_{Ed})}\right)^{\alpha}\le 1$$

$$\left(\frac{22431.6}{29462}\right)+\left(\frac{785.3}{33681}\right)=0.76+0.01=0.77<1$$

Dove:

α è stato assunto cautelativamente pari ad 1.

La verifica risulta soddisfatta

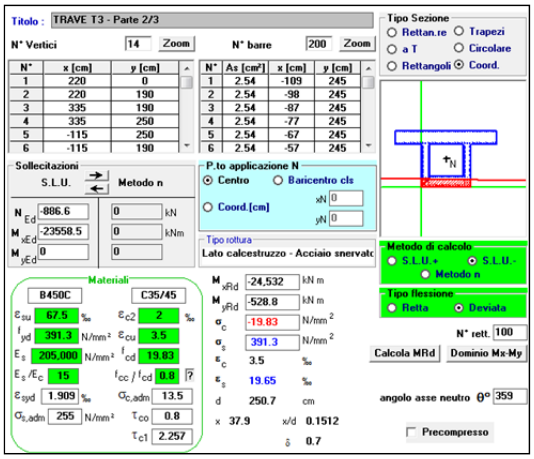
3) Analogamente ai due casi precedenti, si esegue la verifica combinando il momento flettente massimo con le corrispondenti azioni di trazione e compressione.

$M_{Ed,x}^{-}$=-23558.5 kNm - Comb.2012

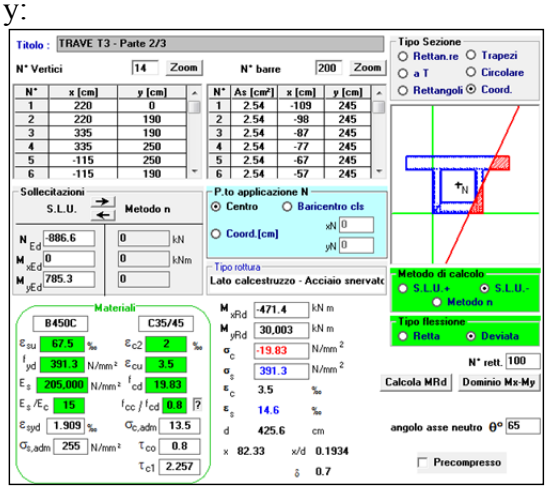
$M_{Ed,y}$= -785.3 kNm - Comb.2011 (Sismica)

N_{Ed}^{+}=886.6 kN (trazione) - Comb. 2012

Momento resistente in x:



Momento resistente in y:



Momenti resistenti nelle due direzioni x ed y:
$M_{Rd,x}$ (N_{Ed}^{+})= -24532 kNm
$M_{Rd,y}$ (N_{Ed}^{+})= 30003 kNm

Verifica:
Dominio di interazione M,N

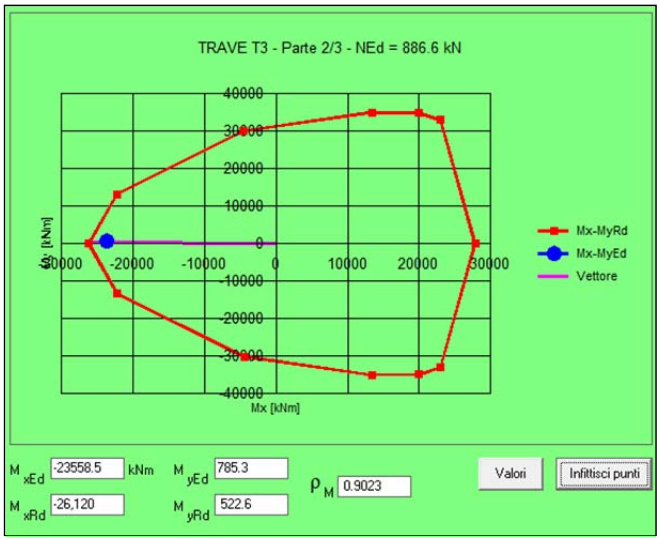


FIGURA 7-68 - TRAVE T3 -PARTE 2 DI 3 - DOMINI DI INTERAZIONE

$$\left(\frac{M^{+}_{Ed,x}}{M_{Rd,x}(N_{Ed})}\right)^{\alpha}+\left(\frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}(N_{Ed})}\right)^{\alpha}\le 1$$

$$\left(\frac{23558.5}{24532}\right)+\left(\frac{785.3}{30003}\right)=0.96+0.02=0.98<1$$

Dove:

α è stato assunto cautelativamente pari ad 1.

La verifica risulta soddisfatta

4) M_{Ed}^{-}=-23558.5 kNm - Comb. 2012
N_{Ed}^{-}= -1798.5 (compressione) - Comb. 2012
Momento resistente in x:

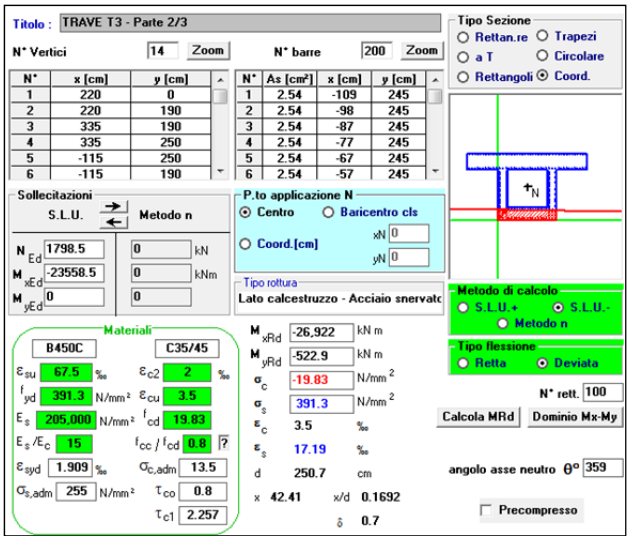


FIGURA 7-69 - TRAVE T3 -PARTE 2 DI 3 - VERIFICA A PRESSO/TENSO FLESSIONE

Momento resistente in y:

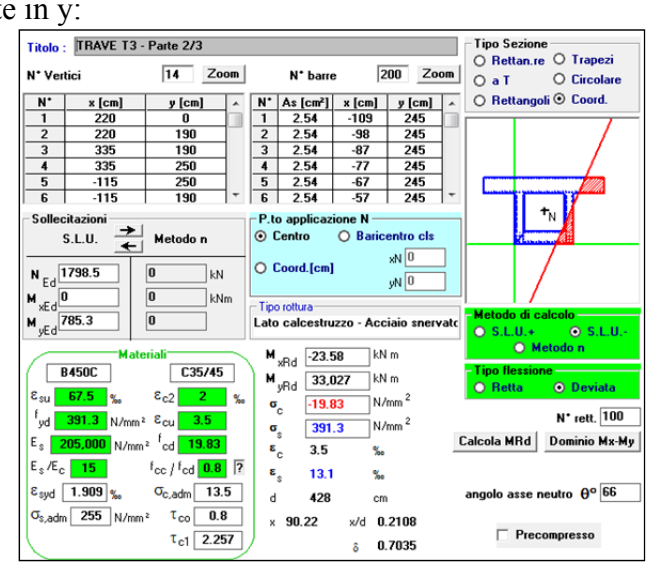
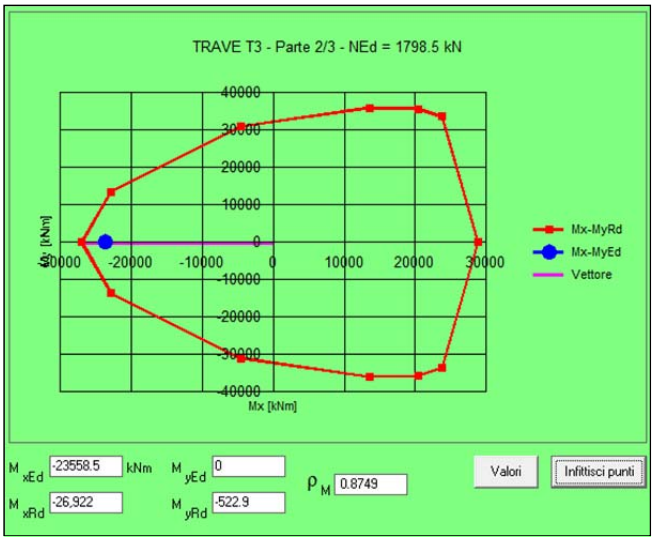


FIGURA 7-70 - TRAVE T3 -PARTE 2 DI 3 - VERIFICA A PRESSO/TENSO FLESSIONE

Momenti resistenti nelle due direzioni x ed y:
$M_{Rd,x}$ (N_{Ed}^{+})= -26922 kNm
$M_{Rd,y}$ (N_{Ed}^{+})= 33027 kNm

Verifica:
Dominio di interazione M,N



$$\left(\frac{M^{+}_{Ed,x}}{M_{Rd,x}(N_{Ed})}\right)^{\alpha}+\left(\frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}(N_{Ed})}\right)^{\alpha}\le 1$$

$$\left(\frac{23558.5}{26922}\right)+\left(\frac{785.3}{33027}\right)=0.88+0.02=0.90<1$$

Dove:

α è stato assunto cautelativamente pari ad 1.

La verifica risulta soddisfatta

Verifica a taglio:

Taglio sollecitante di progetto:
$V_{Ed} = 6556.2$ kN - Comb. 2012

Resistenza a taglio della sezione priva di armature a taglio:

$$V_{Rd,c} = \left\{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\right\} \cdot b_w \cdot d \geq V_{Rd,c,min} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,c} = 947.8 \text{ kN} > V_{Rd,c,min} = 517.7 \text{ kN}$$

dove:
$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1.286 \leq 2$
$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0.302$ N/mm^2
d= altezza utile=2450 mm
$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \cdot d) = 0.02$
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c = 0.0$ N/mm^2 $\leq 0.2 \cdot f_{cd}$
b_w= larghezza minima della sezione=2*350=700 mm

Pertanto:
$V_{Rd,c} < V_{Ed}$

E' necessario armare a taglio.
Resistenza a taglio della sezione dotata di armature a taglio:

Armatura trasversale nel setto:
Si predispongono staffe ϕ14/200 e ϕ12/200 - 4 bracci alternate- A_{sw}=53.4 cm^2/m

Calcolo la resistenza minima dei puntoni in calcestruzzo assumento cotθ=2.5

Resistenza a "taglio-compressione":
$$V_{R,Cd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\vartheta)/(1 + \text{ctg}^2\vartheta)$$

$$V_{R,Cd} = 5278.1\,kN$$

.

Pertanto:

$$V_{R,Cd} < V_{Ed}$$

La resistenza a taglio del calcestruzzo non è sufficiente, di conseguenza è necessario calcolare l'inclinazione effettiva dei puntoni in funzione del taglio sollecitante:

$$\cot\vartheta = \frac{\nu \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0.9 \cdot d}{2 \cdot V_{Ed}} + \sqrt{\left(\frac{\nu \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0.9 \cdot d}{2 \cdot V_{Ed}}\right)^2 - 1} = 1.77$$

Ripeto il calcolo con la nuova inclinazione dei puntoni di calcestruzzo:

$$V_{R,Cd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (ctg\alpha + ctg\vartheta)/(1 + ctg^2\vartheta)$$

$$V_{R,Cd} = 6555.3\,kN$$

Resistenza a "taglio-trazione":

$$V_{R,Sd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\vartheta) \cdot sen\alpha$$

$$V_{R,Sd} = 8155.3\,kN$$

Verifica:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rd,s}, V_{Rd,c}) = 6555.3\,kN > V_{Ed}$$

Verifica soddisfatta

7.2.5.4 Verifica nei confronti dell'azione orizzontale dell'onda

La filosofia utilizzata per verificare la struttura nei confronti dell'onda orizzontale è la medesima di quella impiegata nella trave T3, parte 1 di 3.
Si riportano le assunzioni considerate nei calcoli:
Ipotesi di calcolo:

La soletta inferiore presenta una rigidezza elevata nella direzione di applicazione dell'onda.

Si assume dunque che:

- La soletta inferiore si comporti come una trave doppiamente incastrata alla sommità dei pilastri e offra resistenza flessionale nei confronti dell'onda.
- La soletta inferiore sia sufficientemente rigida da fungere da appoggio per il piedritto verticale che a questo punto si comporta da trave incastrata in sommità nella soletta superiore ed appoggiata in corrispondenza della soletta inferiore.
- L'armatura a taglio disposta nei piedritti verticali predisposta, per resistere alle sollecitazioni dei carichi verticali, deve essere adeguata a sopportare anche le sollecitazioni di flessione indotte dall'onda orizzontale agente sul piedritto.

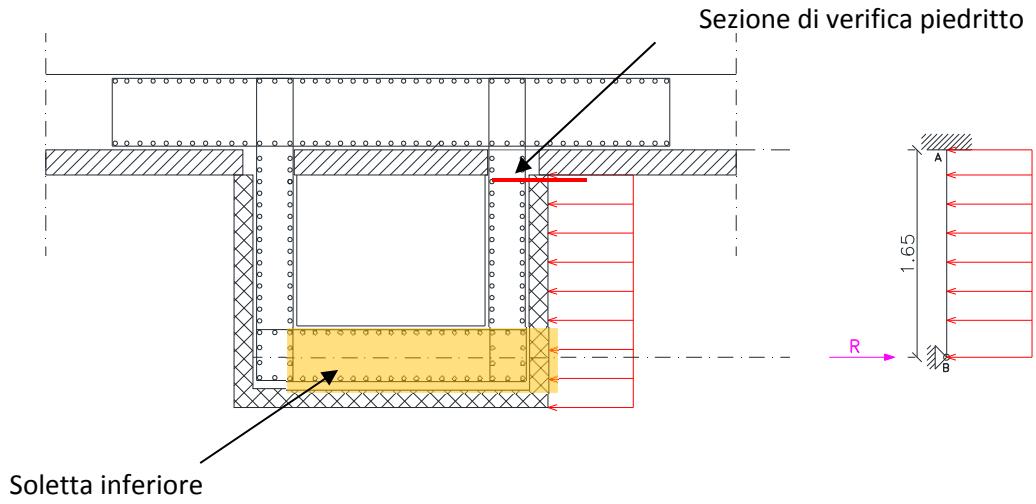


FIGURA 7-71 - TRAVE T3 -PARTE 2 DI 3 - SCHEMA DI CALCOLO PER VERIFICA NEI CONFRONTI DELL'ONDA ORIZZONTALE

Azioni sollecitanti - Soletta inferiore

Azione orizzontale dell'onda:

p_h = 13.0 t/m^2 - Onda T_R=250 anni - Macro interne

Carico al metro lineare agente sulla soletta inferiore:

La reazione vincolare R, rappresenta un carico al metro lineare da spalmare sulla soletta inferiore in tutta la sua lunghezza.
Considerando nei calcoli una fascia di larghezza L=1.0 m, si ottiene:
q_h = 13.0 x 9.81 x (1.85/1.65) =143.0 kN/m

R= $0.375 \cdot q_h \cdot h = 0.375 \cdot 143.0 \cdot 1.65 = 88.5$ kN/m

Luce di calcolo della trave:
A favore di sicurezza, la luce di calcolo è stata assunta pari all'interasse tra i pilastri della sottostruttura.
$L_c = 12.08 - 2 \cdot 1.25 = 9.58$ m

Coefficiente di combinazione:
$\gamma = 1.5$

Azioni interne:

Taglio di progetto:
$$V_{Ed} = \gamma \cdot (q_h \cdot L_c)/2 = 1.5 \cdot (88.5 \cdot 9.58)/2 = 635.9 \text{ kN}$$

Momento sollecitante di progetto - Sezione di mezzeria:
$$M_{Ed} = \gamma \cdot (q_h \cdot L_c^2)/24 = 1.5 \cdot (88.5 \cdot 9.58^2)/24 = 507.6 \text{ kNm}$$

Momento sollecitante di progetto - Sezione d'appoggio:
$$M_{Ed} = \gamma \cdot (q_h \cdot L_c^2)/12 = 1.5 \cdot (88.5 \cdot 9.58^2)/12 = 1015.2 \text{ kNm}$$

Verifica agli stati limite ultimi - Soletta inferiore

L'armatura della soletta inferiore è così costituita:
- barre longitudinali 12ϕ22 agli estremi della sezione
- Staffe ϕ14/20+ϕ12/20 nelle sezioni d'appoggio per L=1.0 m
- Staffe ϕ12/10 per il tratto successivo di L=1.0 m

- Staffe ϕ10/10 nei restanti tratti

Verifica a flessione:

Momento sollecitante di progetto:

M_{Ed} = 1015.2 kNm - Sezione d'appoggio

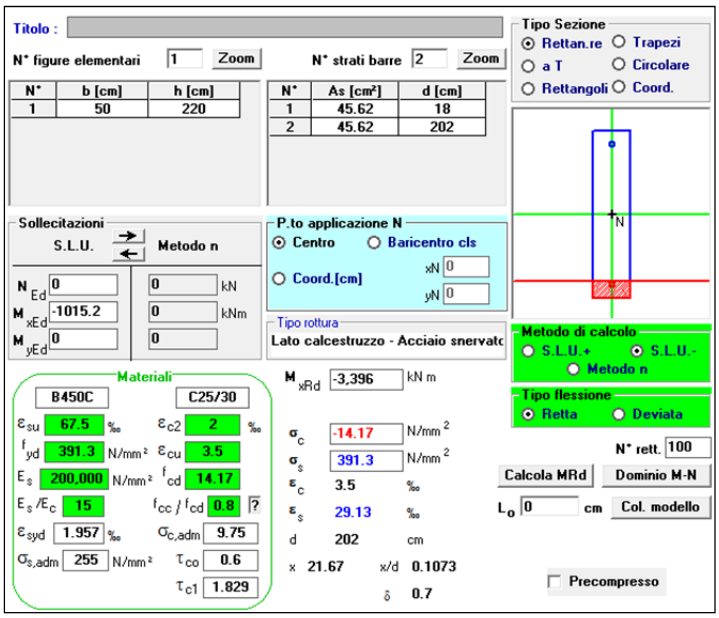


FIGURA 7-72 - TRAVE T3 -PARTE 2 DI 3 - VERIFICA A FLESSIONE - SOLETTA INFERIORE

M_{Rd} = 3396 kNm

Pertanto:

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

1015.2 < 3396 kNm

Verifica a taglio:

Taglio sollecitante di progetto:

V_{Ed} = 635.9 kN

Resistenza a taglio della sezione priva di armature a taglio:

$$V_{Rd,c} = \left\{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\right\} \cdot b_w \cdot d \geq V_{Rd,c,min} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,c} = 494.3 \text{ kN} > V_{Rd,c,min} = 335.7 \text{ kN}$$

dove:

$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1.303 \leq 2$

$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0.308 \text{ N/mm}^2$

d= altezza utile=2180 mm

$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \cdot d) = 0.0069$

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c = 0.0 \text{ N/mm}^2 \leq 0.2 \cdot f_{cd}$

b_w= larghezza minima della sezione=500 mm

Pertanto:

$V_{Rd,c} < V_{Ed}$

E' necessario armare a taglio

Resistenza a taglio della sezione dotata di armature a taglio:

Armatura trasversale nel setto:

Si predispongono staffe ϕ14/200 e ϕ12/200 - 2 bracci alternate- A_{sw}=26.7 cm^2/m

Calcolo la resistenza minima dei puntoni in calcestruzzo assumendo cotθ=2.5

Resistenza a "taglio-compressione":

$$V_{R,Cd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (ctg\alpha + ctg\vartheta)/(1 + ctg^2\vartheta)$$

$$V_{R,Cd} = 3354.6 \text{ kN}$$

Resistenza a "taglio-trazione":

$$V_{R,Sd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\vartheta) \cdot sen\alpha$$

$$V_{R,Sd} = 5124.7 \text{ kN}$$

Verifica:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rd,s}, V_{Rd,c}) = 3354.6 \text{ kN} > V_{Ed}$$

Verifica soddisfatta

Verifica agli stati limite ultimi - Pareti verticali

Si verifica la sezione del piedritto per una larghezza pari ad 1.0m. Le dimensioni sono dunque 35x100 cm, con copriferro c=2 cm.
In corrispondenza degli appoggi dove ho il valore di taglio massimo dovuto ai carichi verticali, la sezione è dotata di barre d'armatura ϕ14/20 alternate a barre ϕ12/20 (A_{sw}=2·(5·1.13+5·1.54)= 26.7 cm^2).
Questa armatura contribuisce alla resistenza a flessione nei confronti dell'azione orizzontale dell'onda.

Si calcolano le azioni di momento e taglio massimo secondo lo schema di trave incastro-appoggio sopra indicato:

p_h=143.0 kN/m

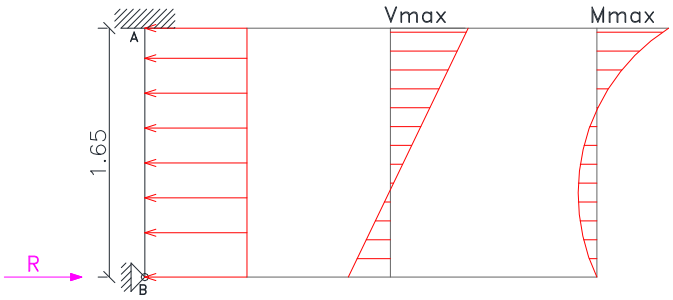


FIGURA 7-73 - TRAVE T3 -SCHEMA DI CALCOLO PER PIEDRITTO NEI CONFRONTI DELL'ONDA ORIZZONTALE

V_{max}= 0.625·q_h·h=0.625·214.5·1.65=221.2 kN

$$M_{max} = -\frac{\gamma \cdot q_h \cdot L^2}{8} = -\frac{1.5 \cdot 143.0 \cdot 1.65^2}{8} =$$

-72.9 kNm

Verifica a flessione:

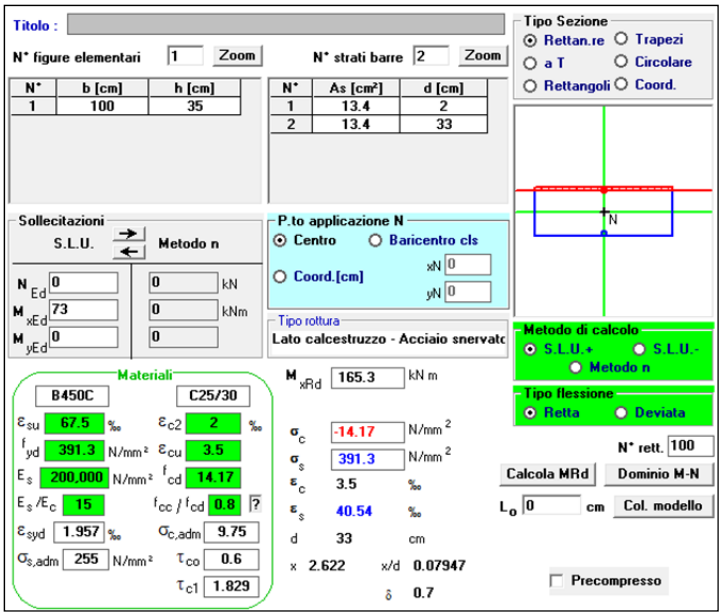


FIGURA 7-74 - TRAVE T3 -VERIFICA A FLESSIONE - PIEDRITTO

M_{Ed} = 73.0 kNm

M_{Rd} = 165.3kNm

Pertanto:

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

$73.0 \leq 165.3$ kNm

Verifica a taglio:

Taglio sollecitante di progetto:

V_{Ed} = 221.2 kN

Resistenza a taglio della sezione priva di armature a taglio:

$$V_{Rd,c} = \{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq V_{Rd,c,min} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,c} = 214.7 \text{ kN} > V_{Rd,c,min} = 162.1 \text{ kN}$$

dove:

$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1.778 \leq 2$

$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0.491 \text{ N/mm}^2$

d= altezza utile=330 mm

$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \cdot d) = 0.0080$

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c = 0.0 \text{ N/mm}^2 \leq 0.2 \cdot f_{cd}$

b_w= larghezza minima della sezione=1000 mm

Pertanto:

$V_{Rd,c} < V_{Ed}$

E necessario armare a taglio.

Resistenza a taglio della sezione dotata di armature a taglio:

Armatura trasversale nel setto:

Si predispongono staffe ϕ14/200 e ϕ12/200 - 2 bracci alternate- A_{sw}=26.7 cm^2/m

Calcolo la resistenza minima dei puntoni in calcestruzzo assumento cotθ=2.5

Resistenza a "taglio-compressione":

$$V_{R,Cd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (ctg\alpha + ctg\vartheta)/(1 + ctg^2\vartheta)$$

$$V_{R,Cd} = 775.8 \text{ kN}$$

Resistenza a "taglio-trazione":

$$V_{R,Sd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\vartheta) \cdot sen\alpha$$

$$V_{R,Sd} = 1015.6 \text{ kN}$$

Verifica:

$V_{Rd} = \min(V_{Rd,s}, V_{Rd,c}) = 775.8 \text{ kN} > V_{Ed}$

Verifica soddisfatta

7.2.5.5 Verifica agli stati limite d'esercizio

Sono state eseguite verifiche nei confronti dei seguenti stati limite:

- Apertura delle fessure
- Controllo delle tensioni di esercizio

La verifica nei confronti dei limiti di deformabilità della trave è stata eseguita globalmente considerando tutte le parti di trave ed è riportata in seguito.
Le verifiche nei confronti degli stati limite di apertura delle fessure e del controllo delle tensioni d'esercizio è stata eseguita mediante le combinazioni caratteristiche rara, frequenti e quasi permanenti come indicato nelle Norme Tecniche.
Le verifiche nei confronti dello stato limite di deformabilità è stato eseguito sia a mezzo delle combinazioni sismiche allo stato limite di danno che mediante le combinazioni statiche.
A favore di sicurezza, la sezione più sollecitata a flessione è stata verificata a pressoflessione accoppiando al momento massimo la trazione o la compressione massima in tutta la campata oggetto di studio.
La verifica a taglio è stata invece eseguita studiando l'effetto del massimo taglio agente su tutta la parte di trave considerata.
Azioni sollecitanti massime:

Combinazioni caratteristiche rare - Serie 3000:

Sd		U.M.	Comb.	S.L.	Sezione	Caso di carico	Azione caratteristica	Coefficiente parziale γ	Coefficiente combinazione ψ	Azione SLU
$M_{Ed,x}^{+}$ (fibre tese inferiori)	12695.2	kNm	3015	Rara	Campata N-O - Mezzeria	Peso proprio	1593.7	1	1.0	1593.7
						Sovraccarico 9.4 t/m^2	10507.5	1	1.0	10507.5
						ΔT +20°C	539.4	1	1.0	539.4
						Gru RMG	78.03	1	0.7	54.621
									$M_{Ed,x}$+	**12695.2**
$M_{Ed,x}^{-}$ (fibre tese inferiori)	-7091.2	kNm	3018	Rara	Campata N-O - Sezione O	Peso proprio	-1454.6	1	1.0	-1454.6
						Sovraccarico 9.4 t/m^2	-4954.1	1	1.0	-4954.1
						ΔT -8°C	-146.1	1	0.6	-87.66
						Gru RMG	-594.9	1	1.0	-594.9
									$M_{Ed,x}$-	**-7091.3**
N_{Ed}^{+} (trazione)	3284.1	kN	3015	Rara	Campata N-O - Sezione O	Peso proprio	-51.4	1	1.0	-51.4
						Sovraccarico 9.4 t/m^2	607.4	1	1.0	607.4
						ΔT +20°C	2648.1	1	1.0	2648.1
						Gru RMG	114.31	1	0.7	80.017
									N_{Ed}^{+}	**3284.1**
N_{Ed}^{-} (Compressione)	-2812.3	kN	3016	Rara	Campata N-O - Sezione O	Peso proprio	-51.38	1	1.0	-51.38
						Sovraccarico 9.4 t/m^2	-1662.2	1	1.0	-1662.2
						ΔT -8°C	-1059.25	1	1.0	-1059.25
						Gru RMG	-56.4	1	0.7	-39.48
									N_{Ed}^{-}	**-2812.3**

TABELLA 7-10 - TRAVE T3 - PARTE 2 DI 3 - AZIONI SOLLECITANTI MASSIME - COMBINAZIONI RARE

Combinazioni caratteristiche frequenti - Serie 3100:

Sd		U.M.	Comb.	S.L.	Sezione	Caso di carico	Azione caratteristica	Coefficiente parziale γ	Coefficiente combinazione ψ	Azione SLU
$M_{Ed,x}^{+}$ (fibre tese inferiori)	11374.7	kNm	3108	Freq	Campata N-O - Mezzeria	Peso proprio	1593.7	1.0	1.0	1593.7
						Sovraccarico 9.4 t/m^2	10507.5	1.0	0.9	9456.75
						ΔT +20°C	539.4	1.0	0.5	269.7
						Gru RMG	78.1	1.0	0.7	54.67
									$M_{Ed,x}$+	**11374.8**
$M_{Ed,x}^{-}$ (fibre tese inferiori)	-6402.7	kNm	3109	Freq	Campata N-O - Sezione O	Peso proprio	-1454.5	1.0	1.0	-1454.5
						Sovraccarico 9.4 t/m^2	-4954.1	1.0	0.9	-4458.69
						ΔT -8°C	-146.1	1.0	0.5	-73.05
						Gru RMG	-594.9	1.0	0.7	-416.43
									$M_{Ed,x}$-	**-6402.7**
N_{Ed}^{+} (trazione)	1899.4	kN	3108	Freq	Campata N-O - Sezione O	Peso proprio	-51.4	1.0	1.0	-51.4
						Sovraccarico 9.4 t/m^2	607.4	1.0	0.9	546.66
						ΔT +20°C	2648.1	1.0	0.5	1324.05
						Gru RMG	114.3	1.0	0.7	80.01
									N_{Ed}^{+}	**1899.3**
N_{Ed}^{-} (Compressione)	-2116.5	kN	3109	Freq	Campata N-O - Sezione O	Peso proprio	-51.4	1.0	1.0	-51.4
						Sovraccarico 9.4 t/m^2	-1662.2	1.0	0.9	-1495.98
						ΔT -8°C	-1059.25	1.0	0.5	-529.625
						Gru RMG	-56.4	1.0	0.7	-39.48
									N_{Ed}^{-}	**-2116.5**

TABELLA 7-11 - TRAVE T3 - PARTE 2 DI 3 - AZIONI SOLLECITANTI MASSIME - COMBINAZIONI FREQUENTI

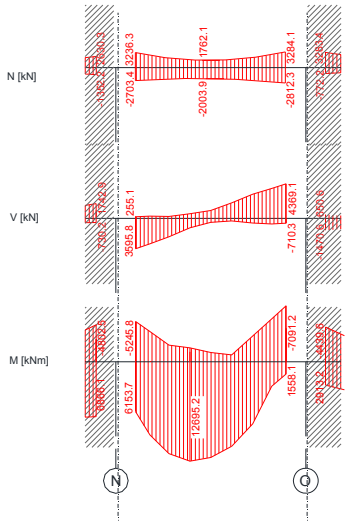
Combinazioni caratteristiche quasi permanenti - Serie 3200:

Sd		U.M.	Comb.	S.L.	Sezione	Caso di carico	Azione caratteristica	Coefficiente parziale γ	Coefficiente combinazione ψ	Azione SLU
$M_{Ed,x}^{+}$ (fibre tese inferiori)	10046.5	kNm	3203	Q.P.	Campata N-O Mezzeria	Peso proprio	1593.7	1.0	1.0	1593.7
						Sovraccarico 9.4 t/m^2	10507.5	1.0	0.8	8406
						Gru RMG	78.6	1.0	0.6	47.16
									$M_{Ed,x}$+	**10046.9**
$M_{Ed,x}^{-}$ (fibre tese inferiori)	-5774.8	kNm	3203	Q.P.	Campata N-O - Sezione O	Peso proprio	-1454.5	1.0	1.0	-1454.5
						Sovraccarico 9.4 t/m^2	-4954.1	1.0	0.8	-3963.28
						Gru RMG	-594.9	1.0	0.6	-356.94
									$M_{Ed,x}$-	**-5774.7**
N_{Ed}^{+} (trazione)	503.8	kN	3203	Q.P.	Campata N-O - Sezione O	Peso proprio	-51.4	1.0	1.0	-51.4
						Sovraccarico 9.4 t/m^2	607.4	1.0	0.8	485.92
						Gru RMG	114.3	1.0	0.6	68.58
									N_{Ed}^{+}	**503.1**
N_{Ed}^{-} (Compressione)	-1415.0	kN	3203	Q.P.	Campata N-O - Sezione O	Peso proprio	-51.4	1.0	1.0	-51.4
						Sovraccarico 9.4 t/m^2	-1662.2	1.0	0.8	-1329.76
						Gru RMG	-56.4	1.0	0.6	-33.84
									N_{Ed}^{-}	**-1415.0**

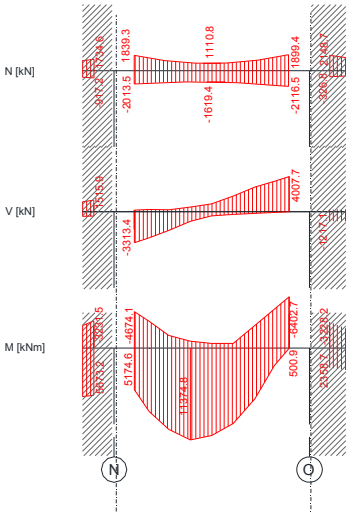
TABELLA 7-12 - TRAVE T3 - PARTE 2 DI 3 - AZIONI SOLLECITANTI MASSIME - COMBINAZIONI Q.P.

Diagrammi azioni interne:

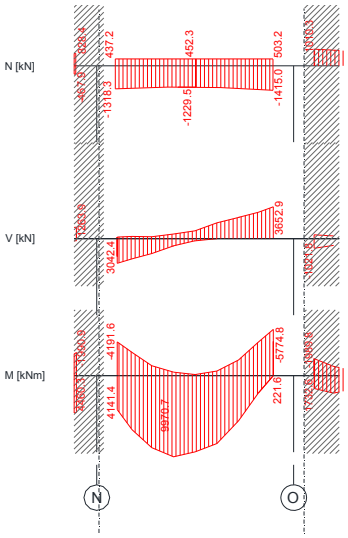
Inviluppo combinazioni caratteristiche rare - Serie 3000



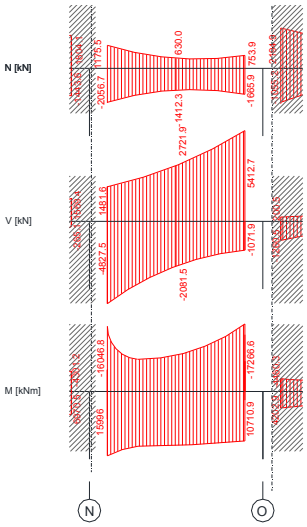
Inviluppo combinazioni caratteristiche rare - Serie 3100



Inviluppo combinazioni caratteristiche rare - Serie 3200



Inviluppo combinazioni sismiche - SLD - Serie 2100



Stato limite di apertura delle fessure - Lembo superiore teso

L'apertura delle fessure è stata calcolata con il metodo diretto, in accordo con le NTC08 ,§4.1.2.2.4

Condizioni ambientali: XS3 - Molto aggressive
Sensibilità armature: poco sensibili (acciaio ordinario)
Stati limite da verificare:

- Apertura delle fessure < w_1=0.2 mm - Combinazioni frequenti
- Apertura delle fessure < w_1=0.2 mm - Combinazioni quasi permanenti

Poiché la limitazione alla fessurazione è uguale per le due tipologie di combinazione di carico, si considerano le condizioni più gravosa, ovvero la combinazioni frequenti (Serie 3100).

La verifica nei confronti di questo stato limite viene effettuata sia al lembo superiore che a quello inferiore.

Verifica - lembo superiore teso:

Le sollecitazioni massime risultano essere:
Azione flettente:
M_{Ed}^{-} = -6402.7 kNm - Comb.3109

Azioni assiali:
N_{Ed}^{+} = 1889.4 kN - Comb.3108 - Trazione
N_{Ed}^{-} = -2116.5 kN - Comb.3109 - Compressione

Armatura in zona tesa

La normativa prescrive il calcolo di un'area efficace di calcestruzzo che effettivamente partecipa alla resistenza nei confronti del fenomeno di fessurazione.
Lo spessore di questo strato, il cui calcolo è riportato nel seguito, è pari a 50 mm, inferiore allo spessore della soletta superiore.
Nei calcoli si considera dunque solamente lo strato più esterno di armatura.
A_s =43ϕ18=121.9 cm^2
φ = 18 mm

Distanza massima tra due fessure successive:

$$S_{r,msx} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\varphi}{\rho_{eff}} = 124.5 \text{ mm}$$

dove:
k_1 = Coefficiente che tiene conto delle proprietà di aderenza delle barre, assunto pari a 0.8 per barre ad aderenza migliorata;
k_2 = Coefficiente che tiene conto del diagramma delle deformazioni, assunto pari a 0.5 per via della presenza di sola flessione;
k_3 = Termine di derivazione sperimentale, assunto pari a 3.4;
k_4 = Termine di derivazione sperimentale, assunto pari a 0.425.

$\rho_{eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}}$ =rapporto geometrico d'armatura =0.054

$A_{c,eff}$ = = Area di calcestruzzo entro la quale la barra d'acciaio può effettivamente influenzare l'apertura della fessura = $b_{c,eff} \cdot h_{c,eff}$ =2250cm^2

$$h_{c,eff} = \min\{2.5 \cdot (h - d); (h - x)/3; h/2\}$$

$$h_{c,eff} = \min\{50; 50.4; 92.5\} = 50 \text{ mm}$$

$$b_{c,eff} = 4500 \text{mm}$$

x=posizione asse neutro-sezione fessurata=55.3 cm

Deformazione unitaria media delle barre:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} \geq \varepsilon_{sm,min} = 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$\varepsilon_{sm} = 0.000385$$

$$\varepsilon_{sm,min} = 0.000313$$

dove:

σ_s = Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata= 106.9 N/mm^2

$\alpha_e = E_s/E_c = 205000/34077 = 6.1$

k_t =fattore dipendente dalla durata del carico, assunto pari a 0.4 per carichi di lunga durata.

Calcolo delle tensioni agenti:

Si riporta nel seguito il calcolo delle tensioni massime agenti in campo elastico.

Tali valori di tensione sono stati ottenuti accoppiando il momento flettente minimo nella sezione con la massima trazione e la massima compressione in campata.

M_{Ed}^{-} = -6402.7 - N_{Ed} =1889.4 kN

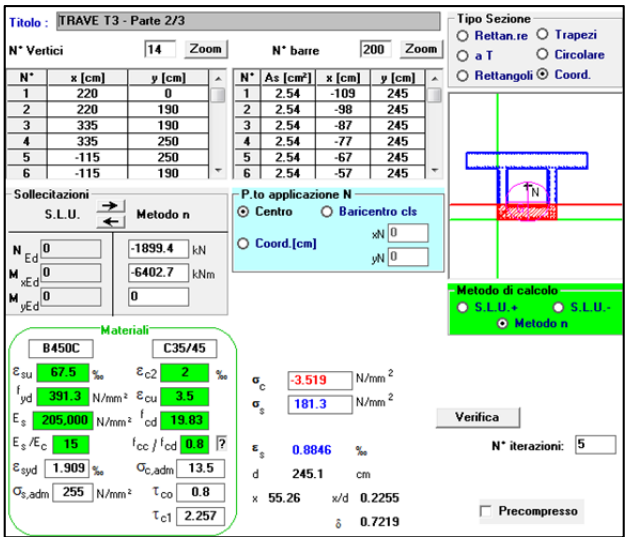


FIGURA 7-75- TRAVE T3 -VERIFICA A FESSURAZIONE - CALCOLO TENSIONE MASSIMA ACCIAIO

M_{Ed}^{-} = -6402.7 kNm - N_{Ed} =-2116.5 kN

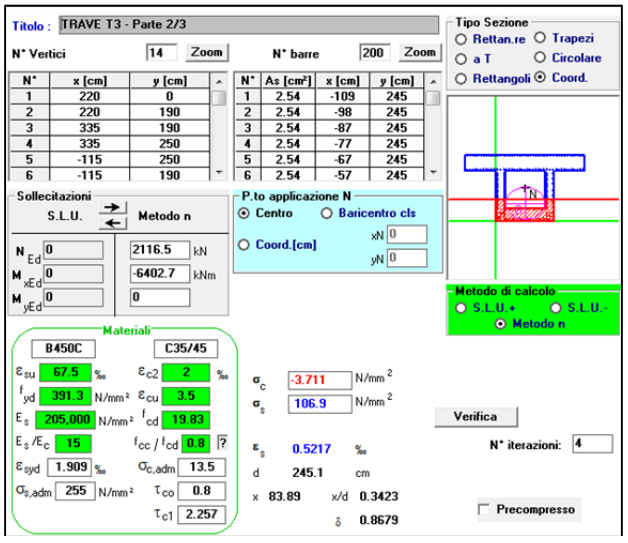


FIGURA 7-76 - TRAVE T3 -VERIFICA A FESSURAZIONE - CALCOLO TENSIONE MASSIMA ACCIAIO

La tensione massima nell'acciaio teso al lembo superiore risulta essere pari a σ_s=106.9 N/mm^2

Valore di calcolo dell'apertura delle fessure

$$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot S_{r,max} = 0.000385 \cdot 123.11 = 0.05 \text{ mm}$$

Verifica

$$w_d = 0.05 \text{ mm} < w_1 = 0.2$$

Verifica soddisfatta

Stato limite di apertura delle fessure - Lembo inferiore

Verifica - lembo inferiore:

Le sollecitazioni massime risultano essere:

Azione flettente:

M_{Ed}^{+} = 11374.7 kNm - Comb.3108

Azioni assiali:

N_{Ed}^{+} = 1899.4 kN - Comb.3108 - Trazione

N_{Ed}^{-} = -2116.5 kN - Comb.3109 - Compressione

Armatura in zona tesa

La normativa prescrive il calcolo di un'area efficace di calcestruzzo che effettivamente partecipa alla resistenza nei confronti del fenomeno di fessurazione.

Lo spessore di questo strato, il cui calcolo è riportato nel seguito, è pari a 50 mm, inferiore allo spessore della soletta superiore.

Nei calcoli si considera dunque solamente lo strato più esterno di armatura.

A_s =15ϕ20+6 ϕ22=69.9 cm^2

Vista la eterogeneità dei diametri impiegati al lembo inferiore, si calcola il diametro equivalente con la seguente espressione:

$$\phi_{eq} = \frac{n_1 \cdot \phi_1^2 + n_2 \cdot \phi_2^2}{n_1 \cdot \phi_1 + n_2 \cdot \phi_2} = 20.6\text{mm}$$

dove:

$n_1 = 15$

$n_2 = 6$

$\phi_1 = 20$ mm

$\phi_2 = 22$ mm

Distanza massima tra due fessure successive:

$$S_{r,msx} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\varphi}{\rho_{eff}} = 123.11 \text{ mm}$$

dove:

k_1 = Coefficiente che tiene conto delle proprietà di aderenza delle barre, assunto pari a 0.8 per barre ad aderenza migliorata;

k_2 = Coefficiente che tiene conto del diagramma delle deformazioni, assunto pari a 0.5 per via della presenza di sola flessione;

k_3 = Termine di derivazione sperimentale, assunto pari a 3.4;

k_4 = Termine di derivazione sperimentale, assunto pari a 0.425.

$$\rho_{eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \text{rapporto geometrico d'armatura} = 0.06$$

$A_{c,eff}$ = = Area di calcestruzzo entro la quale la barra d'acciaio può effettivamente influenzare l'apertura della fessura $= b_{c,eff} \cdot h_{c,eff} = 1100 \text{ cm}^2$

$$h_{c,eff} = \min\{2.5 \cdot (h - d); (h - x)/3; h/2\}$$

$$h_{c,eff} = \min\{50; 50.4; 92.5\} = 50 \text{ mm}$$

$b_{c,eff} = 2200$ mm

x=posizione asse neutro-sezione fessurata=37.3 cm

Deformazione unitaria media delle barre:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} \geq \varepsilon_{sm,min} = 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$\varepsilon_{sm} = 0.0012$$

$\varepsilon_{sm,min} = 0.00084$

dove:

σ_s = Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata= 287 N/mm^2

$\alpha_e = E_s/E_c = 205000/34077 = 6.1$

k_t =fattore dipendente dalla durata del carico, assunto pari a 0.4 per carichi di lunga durata.

Calcolo delle tensioni agenti:

Si riporta nel seguito il calcolo delle tensioni massime agenti in campo elastico.

Tali valori di tensione sono stati ottenuti accoppiando il momento flettente minimo nella sezione con la massima trazione e la massima compressione in campata.

$M_{Ed}^{+} = 11374.7$ kNm - $N_{Ed} = 1899.4$ kN (trazione)

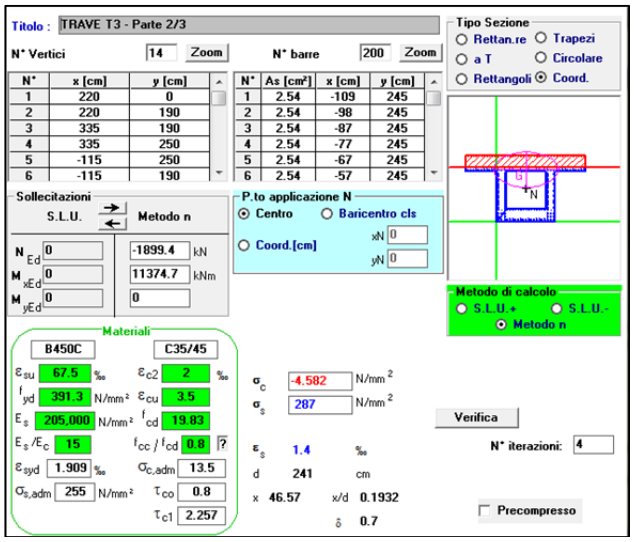


FIGURA 7-77 - TRAVE T3 -VERIFICA A FESSURAZIONE - CALCOLO TENSIONE MASSIMA ACCIAIO

M_{Ed}^{+} = 11374.7 kNm - N_{Ed} =-2116.5 kN

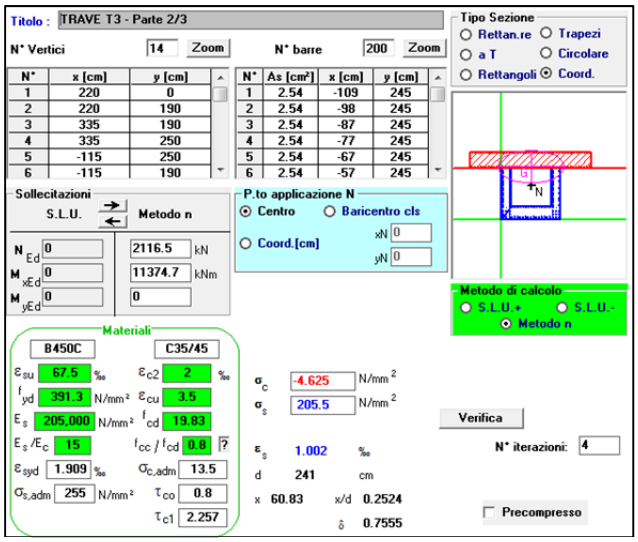


FIGURA 7-78 - TRAVE T3 -VERIFICA A FESSURAZIONE - CALCOLO TENSIONE MASSIMA ACCIAIO

La tensione massima nell'acciaio teso al lembo superiore risulta essere pari a σ_s=287 N/mm^2

Valore di calcolo dell'apertura delle fessure

$$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot S_{r,max} = 0.0012 \cdot 123.11 = 0.16 \text{ mm}$$

Verifica

$$w_d = 0.16 \text{ mm} < w_1 = 0.2$$

Verifica soddisfatta

Verifica delle tensioni d'esercizio

Le massime tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio devono rispettare le seguenti limitazioni (§4.1.2.2.5, NTC08)

- $\sigma_c < 0.6 \cdot f_{ck}$ per combinazione caratteristica (rara)
- $\sigma_c < 0.45 \cdot f_{ck}$ per combinazione quasi permanente
- $\sigma_s < 0.8 \cdot f_{yk}$ per combinazione caratteristica (rara)

Massime azioni sollecitanti:

Combinazione caratteristica rara:
M_{Ed}^{+} = 12695.2 kNm - Comb. 3015
M_{Ed}^{-} = -7091.2 kNm - Comb. 3018
N_{Ed}^{+}=3284.1 kN - Comb. 3015 (Trazione)
N_{Ed}^{-}=-2812.3 kN - Comb. 3016 (Compressione)

Combinazione quasi permanente:
M_{Ed}^{+} = 10046.5 kNm - Comb. 3203
M_{Ed}^{-} = -5774.8 kNm - Comb. 3203
N_{Ed}^{+}=503.8 kN - Comb. 3203 (Trazione)
N_{Ed}^{-}=-1415.0 kN - Comb. 3203 (Compressione)

Tensioni d'esercizio - Lembo superiore

Caso 1 - Combinazione caratteristica rara
M_{Ed}^{-}=-7091.2 kNm - Comb.3018
N_{Ed}^{+}=3284.1 kN - Comb. 3015 (Trazione)

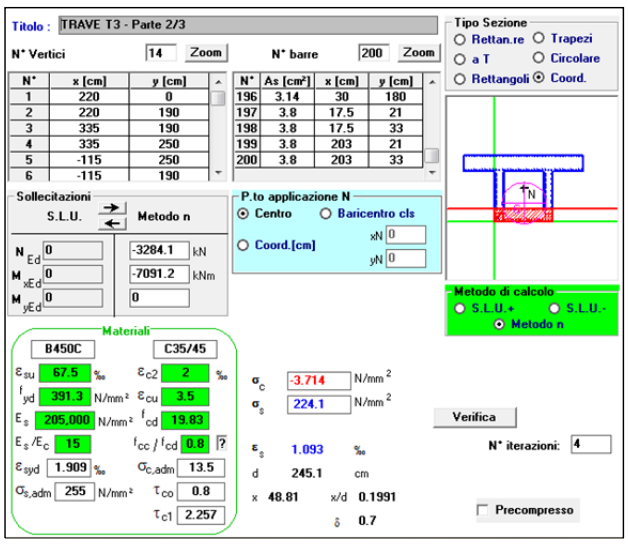


FIGURA 7-79 - TRAVE T3 -CONTROLLO DELLE TENSIONI

Massima tensione di compressione nel calcestruzzo:

σ_c= -3.7 N/mm^2

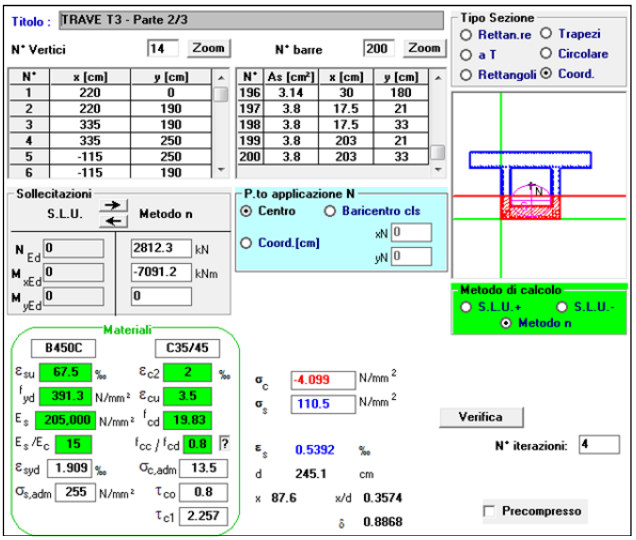
Massima tensione di trazione nell'acciaio:

σ_s=224.1 N/mm^2

<u>Caso 2 - Combinazione caratteristica rara</u>

M_{Ed}^-=-7091.2kNm - Comb.3018

N_{Ed}^-=-2812.3 kN - Comb. 3016 (Compressione)



Massima tensione di compressione nel calcestruzzo:

σ_c= -4.1 N/mm^2

Massima tensione di trazione nell'acciaio:

σ_s=110.5 N/mm^2

<u>Caso3 - Combinazione quasi permanente</u>

M_{Ed}^+=-5774.8 kNm - Comb.3203

N_{Ed}^+=503.8 kN - Comb. 3203 (Trazione)

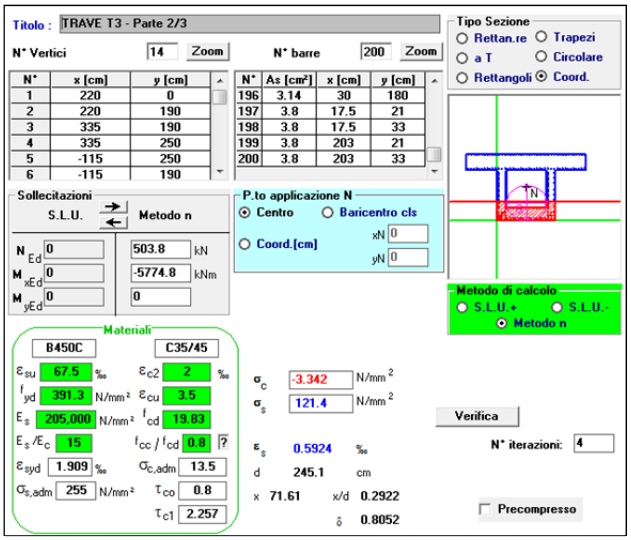


FIGURA 7-80 - TRAVE T3 -CONTROLLO DELLE TENSIONI

Massima tensione di compressione nel calcestruzzo:

σ_c= -3.3N/mm^2

Massima tensione di trazione nell'acciaio:

σ_s=121.4 N/mm^2

<u>Caso 4 - Combinazione quasi permanente</u>

M_{Ed}^+=-5774.8 kNm - Comb.3203

N_{Ed}^+=-1415.0 kN - Comb. 3203 (Compressione)

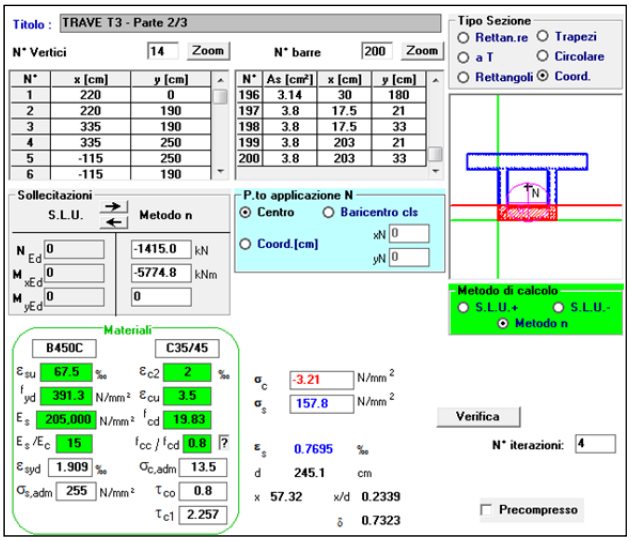


FIGURA 7-81 - TRAVE T3 -CONTROLLO DELLE TENSIONI

Massima tensione di compressione nel calcestruzzo:

σ_c= -3.2 N/mm^2

Massima tensione di trazione nell'acciaio:

σ_s=157.8 N/mm^2

Tensioni d'esercizio - Lembo inferiore

Caso 5 - Combinazione caratteristica rara

M_{Ed}^{+}=12695.2 kNm - Comb.3015

N_{Ed}^{+}=3284.1 kN - Comb. 3015 (Trazione)

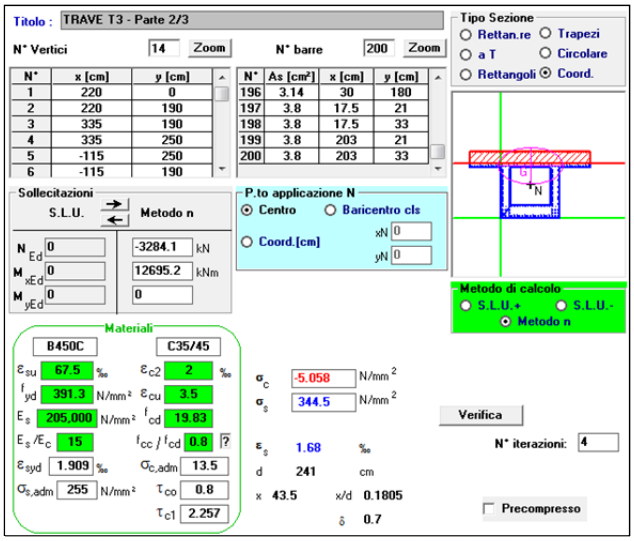


FIGURA 7-82 - TRAVE T3 -CONTROLLO DELLE TENSIONI

Massima tensione di compressione nel calcestruzzo:

σ_c= -5.1 N/mm^2

Massima tensione di trazione nell'acciaio:

σ_s=344.5 N/mm^2

<u>Caso 6 - Combinazione caratteristica rara</u>

M_{Ed}^{+}=12695.2 kNm - Comb.3015

N_{Ed}^{-} =-2812.3 kN - Comb. 3016 (Compressione)

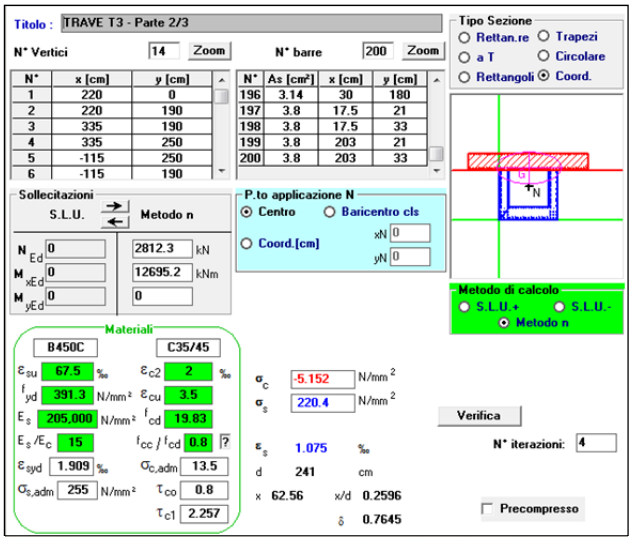


FIGURA 7-83 - TRAVE T3 -CONTROLLO DELLE TENSIONI

Massima tensione di compressione nel calcestruzzo:

σ_c= -5.2 N/mm^2

Massima tensione di trazione nell'acciaio:

σ_s=220.4 N/mm^2

<u>Caso 7- Combinazione quasi permanente</u>

M_{Ed}^+=10046.5 kNm - Comb.3203

N_{Ed}^+=503.8 kN - Comb. 3203 (Trazione)

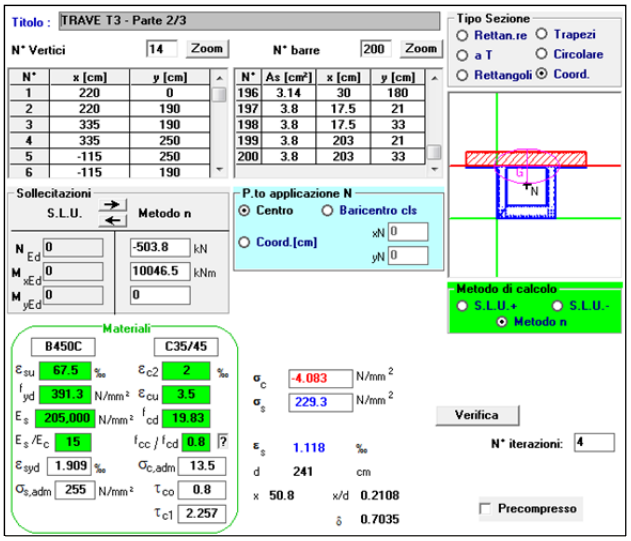


FIGURA 7-84 - TRAVE T3 -CONTROLLO DELLE TENSIONI

Massima tensione di compressione nel calcestruzzo:

σ_c= -4.1 N/mm^2

Massima tensione di trazione nell'acciaio:

σ_s=229.3 N/mm^2

<u>Caso 8 -Combinazione quasi permanente</u>

M_{Ed}^{+}=10046.5 kNm - Comb.3203

N_{Ed}^{+}=-1415.0 kN - Comb. 3203 (Compressione)

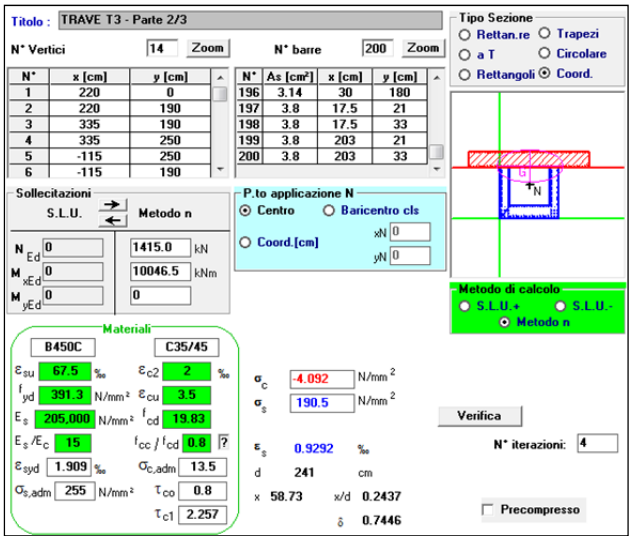


FIGURA 7-85 - TRAVE T3 -CONTROLLO DELLE TENSIONI

Massima tensione di compressione nel calcestruzzo:

σ_c= -4.1 N/mm^2

Massima tensione di trazione nell'acciaio:

σ_s=190.5 N/mm^2

Riepilogando si ottengono i seguenti valori di tensione massima:

Caso	Comb.	Lembo	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{s,max}$
1	Rara	Superiore	-3.7	224.1
2	Rara	Superiore	-4.1	110.5
3	Q.P.	Superiore	-3.3	121.4
4	Q.P.	Superiore	-3.2	157.8
5	Rara	Inferiore	-5.1	344.5
6	Rara	Inferiore	-5.2	220.4
7	Q.P.	Inferiore	-4.1	229.3
8	Q.P.	Inferiore	-4.1	190.5

TABELLA 7-13 - TRAVE T3 - PARTE 2 DI 3 - RIEPILOGO TENSIONI DI ESERCIZIO

Pertanto:

Verifica tensione nel calcestruzzo

Combinazione Caratteristica Rara:

$\sigma_c = 5.2 < 0.6 \cdot f_{ck} = 21 \text{ N/mm}^2$

Verifica soddisfatta

Combinazione Quasi permanente :

$\sigma_c = 4.1 < 0.45 \cdot f_{ck} = 15.7 \text{ N/mm}^2$

Verifica soddisfatta

Verifica tensione nell'acciaio

$\sigma_s = 344.5 < 0.8 \cdot f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$

Verifica soddisfatta

7.2.5.6 Verifica limiti d'armatura:

A valle delle verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio, si effettua il controllo dei limiti d'armatura longitudinale e trasversale riportati al cap.7 delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008.

A differenza dei casseri a perdere, si considerano i limiti di armatura per strutture in zona sismica.

Si considera la struttura in classe di duttilità B.

Limiti d'armatura longitudinale

Rapporto geometrico armatura tesa:

Il rapporto geometrico o relativo all'armatura tesa, indipendentemente dal fatto che l'armatura tesa sia quella al lembo superiore della sezione A_s o quella al lembo inferiore della sezione A_i, deve essere compreso entro i seguenti limiti:

$$\frac{1.4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3.5}{f_{y_k}}$$

da cui:

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_{yk}} = 0.0031$$

$$\rho_{max} = \frac{3.5}{f_{yk}} = 0.0077$$

A favore di sicurezza, in prima battuta si considerano tese solamente le armature della soletta inferiore o della soletta superiore.

Armatura tesa al lembo inferiore:
$A_s = 24\phi22+30\phi20=185.4\ cm^2$

Armatura tesa al lembo inferiore:
$A_i = 86\phi18=218.4\ cm^2$

Area della sezione:
$A_c=220\cdot50+450\cdot60+2x140x35=47800\ cm^2$
Rapporto geometrico armatura tesa al lembo inferiore:

$$\rho_s = \frac{A_s}{A_c} = 0.0038$$

Rapporto geometrico armatura tesa al lembo superiore:

$$\rho_s = \frac{A_i}{A_c} = 0.0045$$

Verifica:
Lembo inferiore:
$\rho_s>\rho_{min}$
$0.0038<0.0031$

$\rho_s<\rho_{max}$
$0.0038<0.0077$
Verifica soddisfatta

Lembo superiore:
$\rho_s>\rho_{min}$
$0.0045>0.0031$

$\rho_s < \rho_{max.}$

0.0045<0.0077

Verifica soddisfatta

Dove:

ρ_s , ρ_i sono i rapporti geometrico relativo all'armatura tesa pari ad $A_s/(b\ h)$ oppure ad $A_j/(b\ h)$

ρ_{comp} è il rapporto geometrico relativo all'armatura compressa

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

Limiti d'armatura trasversale:

L'armatura trasversale è costituita come segue:

- ϕ14/20 + ϕ12/20 per un'estensione di L=1.0m in corrispondenza degli appoggi
- ϕ12/10 per un'estensione di L=1.0m
- ϕ10/10 per i restanti tratti

Diametro minimo staffe:

ϕ_{min}=6.0 mm

Il diametro minimo delle staffe predisposto nella sezione è pari a 10 mm, superiore al diametro minimo da normativa.

Verifica soddisfatta

Passo minimo staffe:

Il passo delle staffe in sezione deve rispettare la limitazione seguente:

$$s \le \min\left\{0.25 \cdot d\ ;\ 225mm;\ 8\phi_{min,long};24\phi_{staffe}\right\}$$

$$100mm \le \min\left\{612\ ;\ 225mm;\ 144;240\right\}$$

dove:

d=2450mm

$\phi_{min,long}$=18 mm

ϕ_{staffe}=10 mm

Verifica soddisfatta

7.2.6 Trave T3 - Parte 3 di 3

La porzione di trave T3 parte 3 di 3 è collocata a ridosso dei picchetti O, P ed Q lungo l'allineamento 18 e culmina con una parte a sbalzo della lunghezza di 6.60 m.

Le azioni interne della trave in corrispondenza dello sbalzo e delle campate hanno portato a due disposizioni diverse a seconda della zona interessata.

In riferimento alla tavola di progetto : " MI010P-PE-S-C-D-4813-C0" si riporta quanto segue:

Sezione trave a sbalzo:
Armatura longitudinale:
- Armatura lembo superiore: ϕ18/10
- Armatura piedritti verticali: ϕ18/10
- Armatura soletta inferiore : ϕ16/10

Sezione trave in campata:
Armatura longitudinale:
- Armatura lembo superiore: ϕ16/10
- Armatura piedritti verticali: ϕ16/10
- Armatura soletta inferiore : ϕ18/10

Ai fini della resistenza nei confronti dell'azione dell'onda, lungo tutta la trave, in ciascuno dei due vertici inferiori sono stati predisposti 10ϕ20.

Armatura trasversale:
Staffe ϕ14/20 + ϕ12/20 per un'estensione L=1.0 m sull'appoggio dello sbalzo ed in corrispondenza del picchetto P
- Staffe ϕ12/10 per un'estensione di L=1.0 m sugli appoggi rimanenti
- Staffe ϕ10/10 per gli altri tratti di trave.

7.2.6.1 Azioni sollecitanti massime:

Sd		U.M.	Comb.	S.L.	Sezione	Caso di carico	Azione caratteristica	Coefficiente parziale γ	Coefficiente combinazione ψ	Azione SLU
$M_{Ed,x}^{+}$ (fibre tese inferiori)	7567.9	kNm	1016	SLU	Campata P-Q - x= 4.0 m da Q	Peso proprio	-49.7	1.3	1.0	-64.61
						Sovraccarico 9.t/m^2	4392.4	1.5	1.0	6588.6
						ΔT -8°C	692.35	1.5	1.0	1038.525
						Gru RMG	5.1	1.5	0.7	5.355
									$M_{Ed,x}$+	**7567.9**
$M_{Ed,x}^{-}$ (fibre tese inferiori)	-16076.8	kNm	1017	SLU	Sbalzo - Sezione Q	Peso proprio	-3478.9	1.3	1.0	-4522.57
						Sovraccarico 9.t/m^2	-2612.3	1.5	1.0	-3918.45
						ΔT +20°C	-1.05	1.5	0.6	-0.945
						Gru RMG	-5089.9	1.5	1.0	-7634.85
									$M_{Ed,x}$-	**-16076.8**
N_{Ed}^{+} (trazione)	5059.0	kN	1015	SLU	Campata P-Q - Sezione P	Peso proprio	403.2	1.3	1.0	524.16
						Sovraccarico 9.t/m^2	655.9	1.5	1.0	983.85
						ΔT +20°C	2161.6	1.5	1.0	3242.4
						Gru RMG	293.8	1.5	0.7	308.49
									N_{Ed}^{+}	**5058.9**
N_{Ed}^{-} (Compressione)	-1697.5	kN	2012	SLU	Campata O-P - Sezione O	Peso proprio	368.5	1	1.0	368.5
						Sovraccarico 9.t/m^2	-222.4	1	0.8	-177.92
						Sisma Tr=475 anni -X	-57.8	0.3	1.0	-17.34
						Sisma Tr=475 anni -Y	-1805.7	1	1.0	-1805.7
						Gru RMG	-107.9	1	0.6	-64.74
									N_{Ed}^{-}	**-1697.2**
V_{Ed}	-5968.9	kN	1017	SLU	Sbalzo - Sezione Q	Peso proprio	-1107.2	1.3	1.0	-1439.36
						Sovraccarico 9.t/m^2	-1858.9	1.5	1.0	-2788.35
						ΔT +20°C	-0.062	1.5	0.6	-0.0558
						Gru RMG	-1160.7	1.5	1.0	-1741.05
									V_{ed}	**-5968.8**

TABELLA 7-14 - TRAVE T3 - PARTE 2 DI 3 - AZIONI MASSIME - SLU

7.2.6.2 Diagramma delle azioni interne - SLU

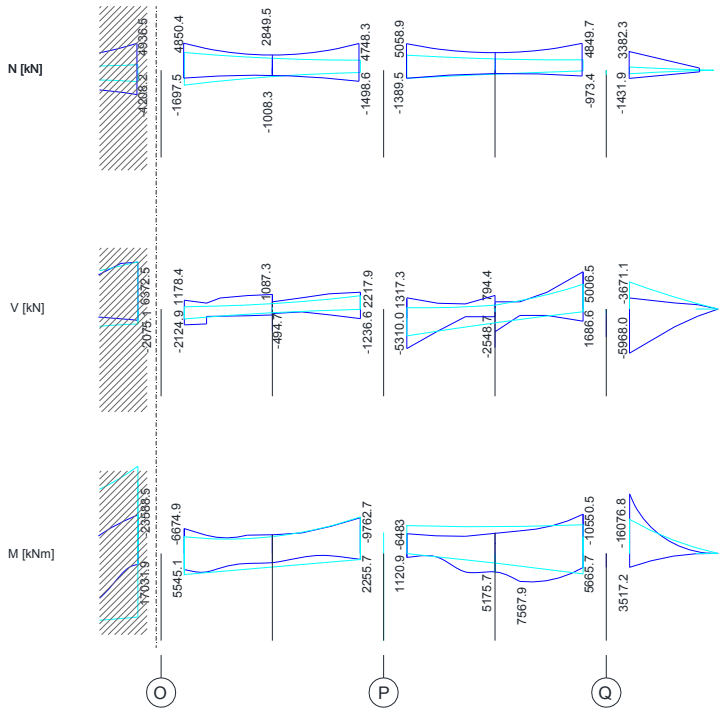


FIGURA 7-86 - TRAVE T3 - DIAGRAMMA INVILUPPO DELLE AZIONI INTERNE SLU

7.2.6.3 Verifica agli stati limite ultimi

A favore di sicurezza, le verifiche a pressoflessione è stata effettuata associando alla massima sollecitazione flettente, il valore massimo di azione assiale di trazione e compressione presenti nella rispettiva campata.

La verifica a taglio è invece stata eseguita considerando il valore massimo di taglio sollecitante agente su tutta la parte di trave oggetto di studio.

La tabella seguente riporta i valori di azioni interne utilizzate nei calcoli, la sezione e le combinazioni di carico da cui derivano.

Verifica a presso/tenso-flessione

Il massimo momento positivo si verifica nelle campate centrali, pertanto la verifica viene effettuata nella sezione corrispondente,ad x=4.0 m dal picchetto Q - CamPata P-Q

1) $M_{Ed,x}^{+}$=7567.9 kNm - Comb.1016

$M_{Ed,y}$= -758 kNm - Comb.2011 (Sismica)

N_{Ed}^{+}=5059.0 kN (trazione) - Comb. 1015

Momento resistente in x:

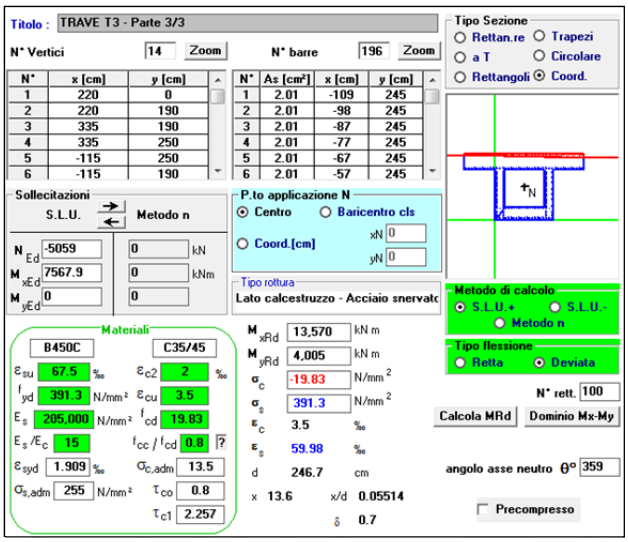


FIGURA 7-87 - TRAVE T3 - VERIFICA A PRESSO/TENSO FLESSIONE

Momento resistente in y:

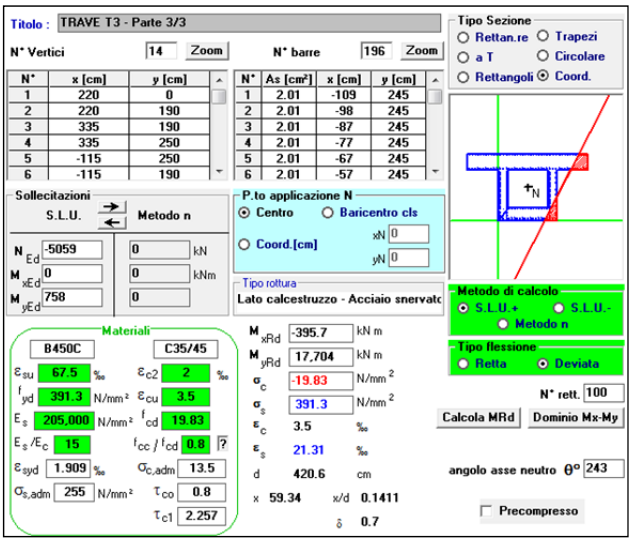


FIGURA 7-88 - TRAVE T3 - VERIFICA A PRESSO/TENSO FLESSIONE

Momenti resistenti nelle due direzioni x ed y:
$M_{Rd,x}(N_{Ed}^{+})$= 13570 kNm
$M_{Rd,y}(N_{Ed}^{-})$= 17704 kNm

Verifica:
Dominio di interazione M,N

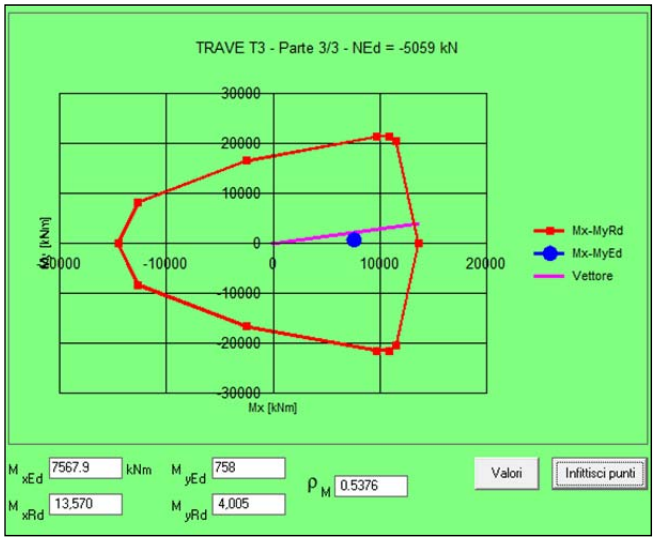


FIGURA 7-89 - TRAVE T3 - DOMINIO DI INTERAZIONE

$$\left(\frac{M_{Ed,x}^{+}}{M_{Rd,x}(N_{Ed})}\right)^{\alpha}+\left(\frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}(N_{Ed})}\right)^{\alpha}\le 1$$

$$\left(\frac{7567.9}{13570}\right)+\left(\frac{758}{17704}\right)=0.56+0.04=0.60<1$$

Dove:

α è stato assunto cautelativamente pari ad 1.

La verifica risulta soddisfatta

2) $M_{Ed,x}$+=7567.9 kNm - Comb.1016

$M_{Ed,y}$= -758 kNm - Comb.2011 (Sismica)

N_{Ed}^{-}=-1697.5 kN (compressione) - Comb. 2012

Momento resistente in x:

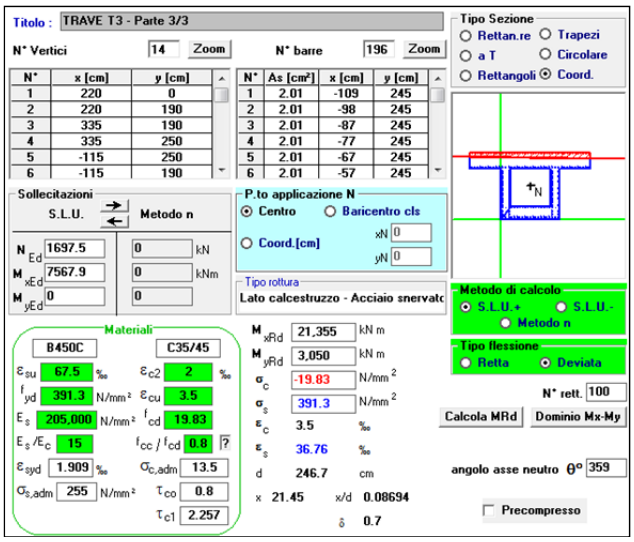


FIGURA 7-90 - TRAVE T3 - VERIFICA A PRESSO/TENSO FLESSIONE

Momento resistente in y:

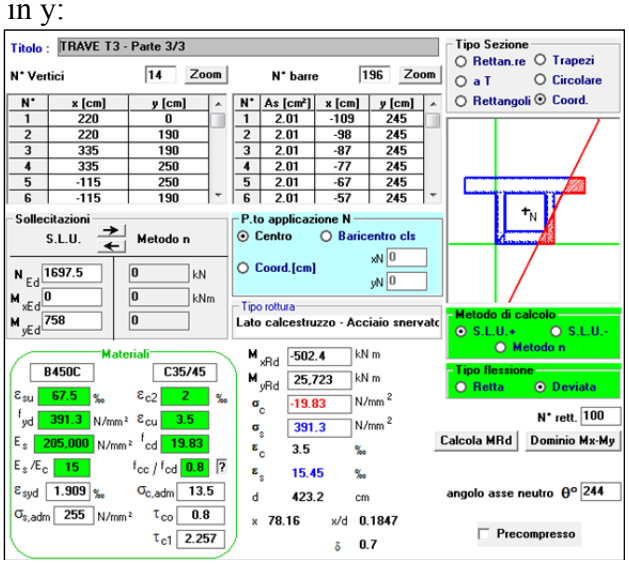


FIGURA 7-91 - TRAVE T3 - VERIFICA A PRESSO/TENSO FLESSIONE

Momenti resistenti nelle due direzioni x ed y:
$M_{Rd,x}(N_{Ed}^{+})$= 21355 kNm
$M_{Rd,y}(N_{Ed}^{+})$= 25723 kNm

Verifica:
Dominio di interazione M,N

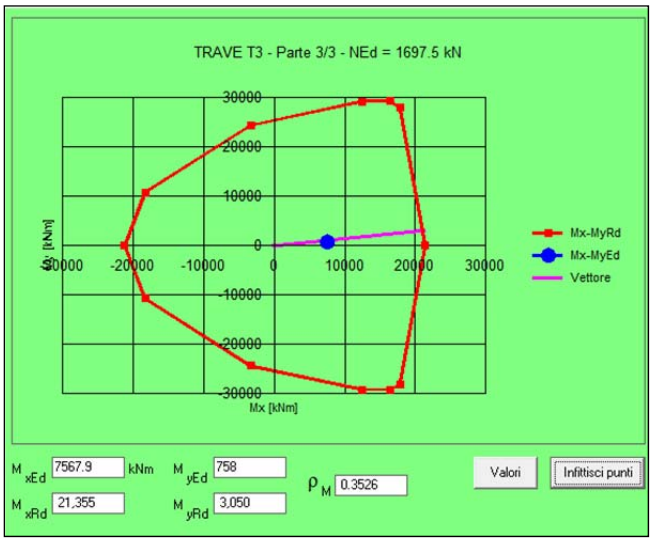


FIGURA 7-92 - TRAVE T3 - DOMINIO DI INTERAZIONE

$$\left(\frac{M_{Ed,x}^{+}}{M_{Rd,x}(N_{Ed})}\right)^{\alpha}+\left(\frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}(N_{Ed})}\right)^{\alpha}\le 1$$

$$\left(\frac{7567.9}{21355}\right)+\left(\frac{758}{25723}\right)=0.4+0.03=0.43<1$$

Dove:

α è stato assunto cautelativamente pari ad 1.

La verifica risulta soddisfatta

La verifica al lembo superiore viene effettuata in corrispondenza della sezione a sbalzo:

3) $M_{Ed,x}^{-}$=-16076.8 kNm - Comb.1017
$M_{Ed,y}$= -758 kNm - Comb.2011 (Sismica)

N_{Ed}^{+}=5059.0 kN (trazione) - Comb. 1015

Momento resistente in x:

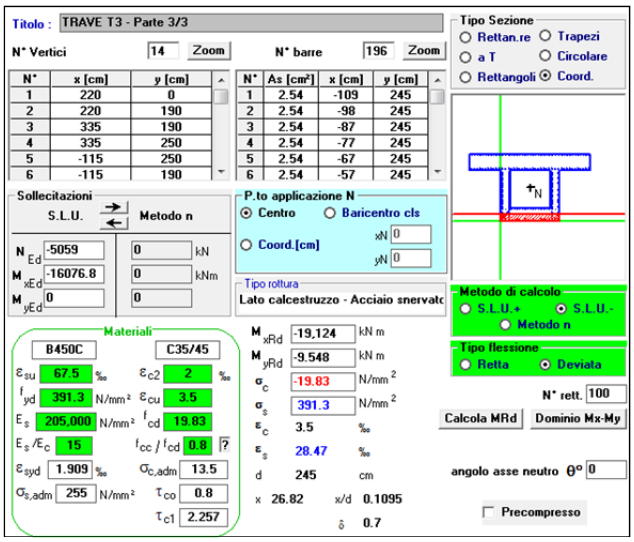


FIGURA 7-93 - TRAVE T3 - VERIFICA A PRESSO/TENSOFLESSIONE

Momento resistente in y:

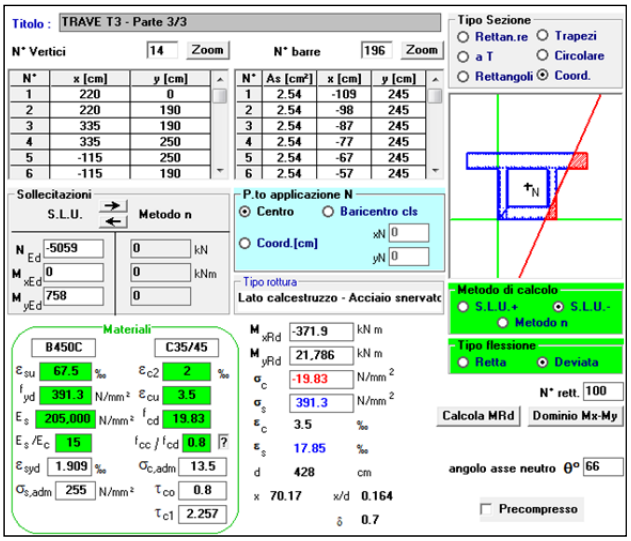


FIGURA 7-94 - TRAVE T3 - VERIFICA A PRESSO/TENSOFLESSIONE

Momenti resistenti nelle due direzioni x ed y:
$M_{Rd,x}(N_{Ed}^{+})$=-19124 kNm
$M_{Rd,y}(N_{Ed}^{+})$= 21786 kNm

Verifica:
Dominio di interazione M,N

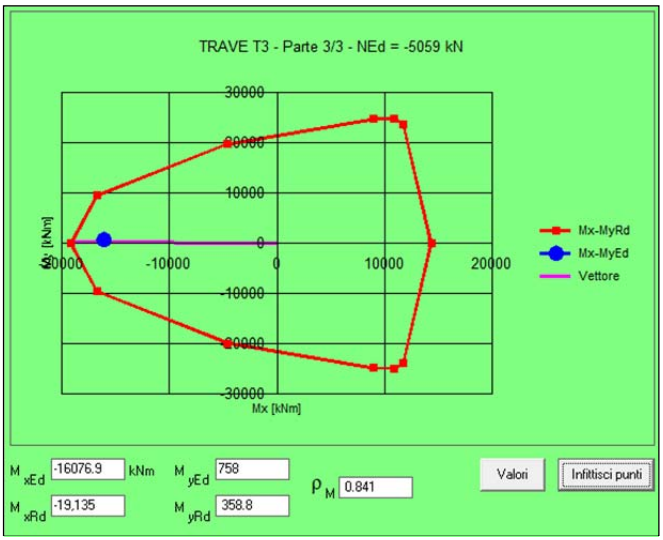


FIGURA 7-95 - TRAVE T3 - DOMINIO DI INTERAZIONE

$$\left(\frac{M^{+}_{Ed,x}}{M_{Rd,x}(N_{Ed})}\right)^{\alpha}+\left(\frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}(N_{Ed})}\right)^{\alpha}\le 1$$

$$\left(\frac{-16076.8}{-19124}\right)+\left(\frac{758}{21786}\right)=0.84+0.04=0.88<1$$

Dove:

α è stato assunto cautelativamente pari ad 1.

La verifica risulta soddisfatta

4) M_{Ed}^{-}=-16076.8 kNm
N_{Ed}^{-}= -1697.5 (compressione)

Momento resistente in x:

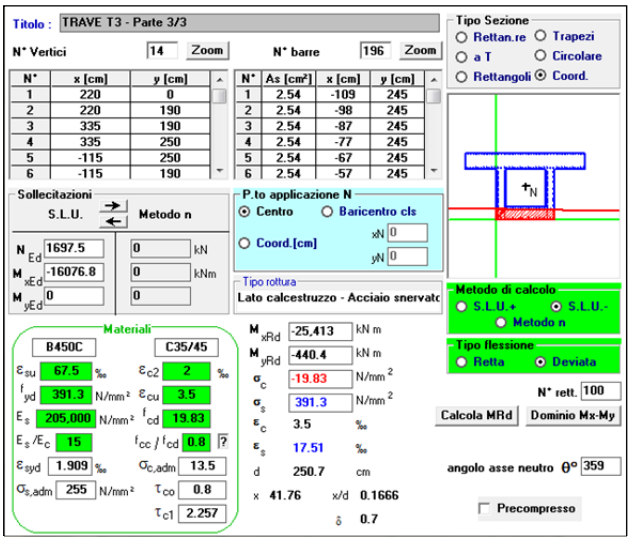


FIGURA 7-96 - TRAVE T3 - VERIFICA A PRESSO/TENSOFLESSIONE

Momento resistente in y:

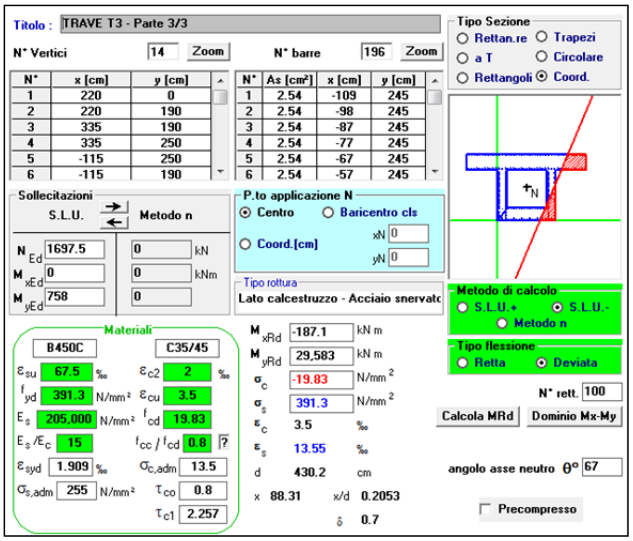


FIGURA 7-97 - TRAVE T3 - VERIFICA A PRESSO/TENSOFLESSIONE

Momenti resistenti nelle due direzioni x ed y:
$M_{Rd,x}(N_{Ed}^{+})$= -25413 kNm
$M_{Rd,y}(N_{Ed}^{+})$= 29583 kNm

Verifica:
Dominio di interazione M,N

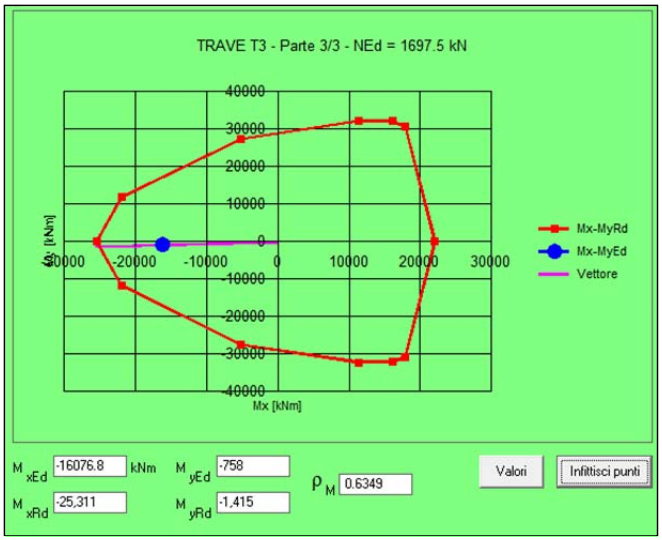


FIGURA 7-98 - TRAVE T3 - DOMINIO DI INTERAZIONE

$$\left(\frac{M^{+}_{Ed,x}}{M_{Rd,x}(N_{Ed})}\right)^{\alpha}+\left(\frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}(N_{Ed})}\right)^{\alpha}\le 1$$

$$\left(\frac{-16076.8}{-25413}\right)+\left(\frac{758}{29583}\right)=0.63+0.03=0.66<1$$

Dove:

α è stato assunto cautelativamente pari ad 1.

La verifica risulta soddisfatta

Verifica a taglio:

Taglio sollecitante di progetto:

$V_{Ed} = 5968.9$ kN - Comb. 1017 - Sezione di appoggio trave a sbalzo

Resistenza a taglio della sezione priva di armature a taglio:

$$V_{Rd,c} = \left\{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\right\} \cdot b_w \cdot d \geq V_{Rd,c,min} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,c} = 1090.5\text{kN} > V_{Rd,c,min} = 517.7 \text{ kN}$$

dove:

$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1.286 \leq 2$

$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0.302$ N/mm^2

d= altezza utile=2450 mm

$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \cdot d) = 0.02$

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c = 0.0$ N/mm^2 $\leq 0.2 \cdot f_{cd}$

b_w= larghezza minima della sezione=2*350=700 mm

Pertanto:

$V_{Rd,c} < V_{Ed}$

E' necessario armare a taglio.

Resistenza a taglio della sezione dotata di armature a taglio:

Armatura trasversale nel setto:

Si predispongono staffe ϕ12/20 alternati a ϕ14/20 - 4 bracci- A_{sw}=53.4 cm^2/m

Resistenza a "taglio-compressione":

$V_{R,Cd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\vartheta)/(1 + \text{ctg}^2\vartheta)$

$V_{R,Cd} = 5278.1$ kN

$V_{R,Cd} < V_{Ed}$

La resistenza minima dei puntoni di calcestruzzo è inferiore al taglio sollecitante.

E' necessario calcolare l'inclinazione effettiva del puntone in funzione di $V_{Ed.}$

$$\cot\vartheta = \frac{\nu \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0.9 \cdot d}{2 \cdot V_{Ed}} + \sqrt{\left(\frac{\nu \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0.9 \cdot d}{2 \cdot V_{Ed}}\right)^2 - 1} = 2.08$$

Ripeto il calcolo con la nuova inclinazione dei puntoni di calcestruzzo:

$$V_{R,Cd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\vartheta)/(1 + \text{ctg}^2\vartheta)$$
$$V_{R,Cd} = 5977.3 \text{ kN}$$

Resistenza a "taglio-trazione":

$$V_{R,Sd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\vartheta) \cdot \text{sen}\alpha$$
$$V_{R,Sd} = 9583.6 \text{ kN}$$

Verifica:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rd,s}, V_{Rd,c}) = 5977.3 \text{ kN} > V_{Ed}$$

Verifica soddisfatta

7.2.6.4 Verifica nei confronti dell'azione orizzontale dell'onda

La verifica per le campate di luce L=6.0 m è identica a quella eseguita per la parte 1 di 3 della trave.
Si riporta nel seguito la verifica relativa alla porzione a sbalzo della trave.
Ipotesi di calcolo:
La soletta inferiore presenta una rigidezza elevata nella direzione di applicazione dell'onda.
Si assume dunque che:

- La soletta inferiore si comporti come una trave doppiamente incastrata alla sommità dei pilastri e offra resistenza flessionale nei confronti dell'onda.
- La soletta inferiore sia sufficientemente rigida da fungere da appoggio per il piedritto verticale che a questo punto si comporta da trave incastrata in sommità nella soletta superiore ed appoggiata in corrispondenza della soletta inferiore.
- L'armatura a taglio disposta nei piedritti verticali predisposta, per resistere alle sollecitazioni dei carichi verticali, deve essere adeguata a sopportare anche le sollecitazioni di flessione indotte dall'onda orizzontale agente sul piedritto.

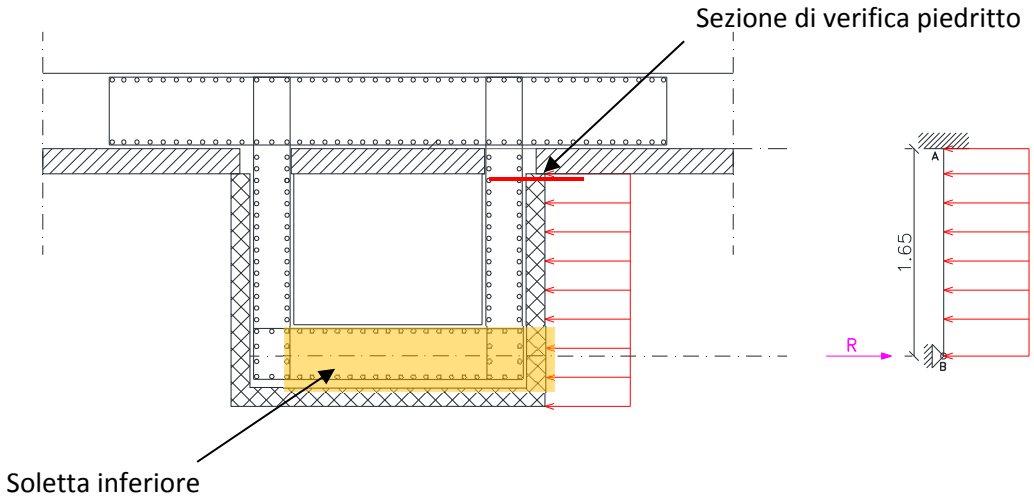


FIGURA 7-99 - TRAVE T3 - SCHEMA DI CALCOLO PER VERIFICA NEI CONFRONTI DELL'ONDA ORIZZONTALE

Azioni sollecitanti - Soletta inferiore

Azione orizzontale dell'onda:

p_h = 13.0 t/m^2 - Onda T_R=250 anni - Macro interne

Carico al metro lineare agente sulla soletta inferiore:

La reazione vincolare R, rappresenta un carico al metro lineare da spalmare sulla soletta inferiore in tutta la sua lunghezza.

Considerando nei calcoli una fascia di larghezza L=1.0 m, si ottiene:

q_h = 13.0 x 9.81 x (1.85/1.65) =143.0 kN/m

R= 0.375·q_h·h=0.375·143.0·1.65=88.5 kN/m

Luce di calcolo della trave:

Lc=6.60-0.5x2.5=5.35 m

Coefficiente di combinazione:

γ=1.5

Azioni interne:

Taglio di progetto:

$$V_{Ed} = \gamma \cdot (q_h \cdot L_c) = 1.5 \cdot (88.5 \cdot 5.35) = 710.5 \text{ kN}$$

Momento sollecitante di progetto - Sezione di appoggio:

$$M_{Ed} = \gamma \cdot (q_h \cdot L_c^2)/2 = 1.5 \cdot (88.5 \cdot 5.35^2)/2 = 1899.8 \text{ kNm}$$

Verifica agli stati limite ultimi - Soletta inferiore

L'armatura della soletta inferiore è così costituita:

- Barre longitudinali 10ϕ20 agli estremi della sezione
- Staffe ϕ12/20 +ϕ14/20 nelle sezioni d'appoggio per L=1.0 m

Verifica a flessione:

Momento sollecitante di progetto:

M_{Ed} = 1899.8 kNm - Sezione d'appoggio

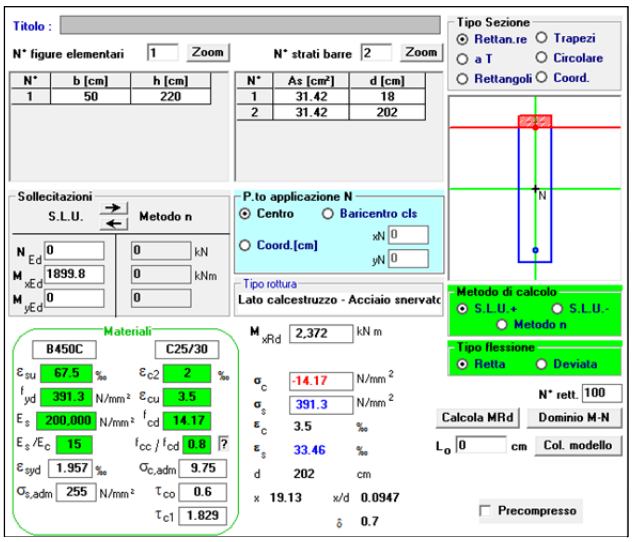


FIGURA 7-100 - TRAVE T3 - VERIFICA A FLESSIONE - SOLETTA INFERIORE

M_{Rd} = 2372 kNm

Pertanto:

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

1899.8 < 2372 kNm

Verifica soddisfatta

Verifica a taglio:

Taglio sollecitante di progetto:

$V_{Ed} = 709.5$ kN

Resistenza a taglio della sezione priva di armature a taglio:

$$V_{Rd,c} = \{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq V_{Rd,c,min} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,c} = 463.9 \text{ kN} > V_{Rd,c,min} = 709.5 \text{ kN}$$

dove:

$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1.303 \leq 2$

$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0.308$ N/mm^2

d= altezza utile=2180 mm

$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \cdot d) = 0.0058$

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c = 0.0 \text{ N/mm}^2 \leq 0.2 \cdot f_{cd}$

b_w= larghezza minima della sezione=500 mm

Pertanto:

$V_{Rd,c} < V_{Ed}$

E'necessario armare a taglio

Resistenza a taglio della sezione dotata di armature a taglio:

Armatura trasversale nel setto:

Si predispongono staffe ϕ12/20 alternati a ϕ14/20 - 4 bracci- A_{sw}=53.4 cm^2/m

Resistenza a "taglio-compressione":

$V_{R,Cd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (ctg\alpha + ctg\vartheta)/(1 + ctg^2\vartheta)$

$V_{R,Cd} = 3354.6$ kN

$V_{R,Cd} > V_{Ed}$

Resistenza a "taglio-trazione":

$$V_{R,Sd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\vartheta) \cdot sen\alpha$$
$$V_{R,Sd} = 10249.3\ kN$$

Verifica:
$V_{Rd} = \min(V_{Rd,s}, V_{Rd,c}) = 3354.6\ kN > V_{Ed}$

Verifica soddisfatta

Verifica agli stati limite ultimi - Pareti verticali

Si verifica la sezione del piedritto per una larghezza pari ad 1.0m. Le dimensioni sono dunque 35x100 cm, con copriferro c=2 cm.
In corrispondenza degli appoggi dove ho il valore di taglio massimo dovuto ai carichi verticali, la sezione è dotata di barre d'armatura ϕ12/20 alternati a ϕ14/20.
Questa armatura contribuisce alla resistenza a flessione nei confronti dell'azione orizzontale dell'onda.

Si calcolano le azioni di momento e taglio massimo secondo lo schema di trave incastro-appoggio sopra indicato:

p_h=143.0 kN/m

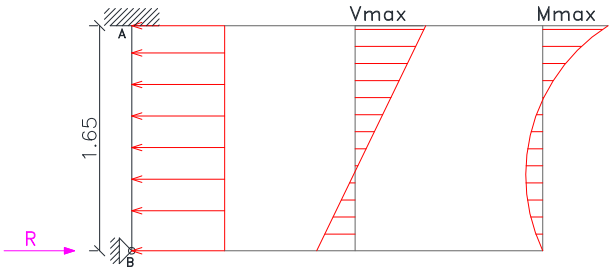


FIGURA 7-101 - TRAVE T3 - SCHEMA DI CALCOLO PER PIEDRITTO VERTICALE

$V_{max}=0.625 \cdot \gamma \cdot q_h \cdot h = 1.5 \cdot 0.625 \cdot 143.0 \cdot 1.65 = 221.2$ kN

$$M_{max} = -\frac{\gamma \cdot q_h \cdot L^2}{8} = -\frac{1.5 \cdot 143.0 \cdot 1.65^2}{8} = 72.9\ kNm$$

Verifica a flessione:

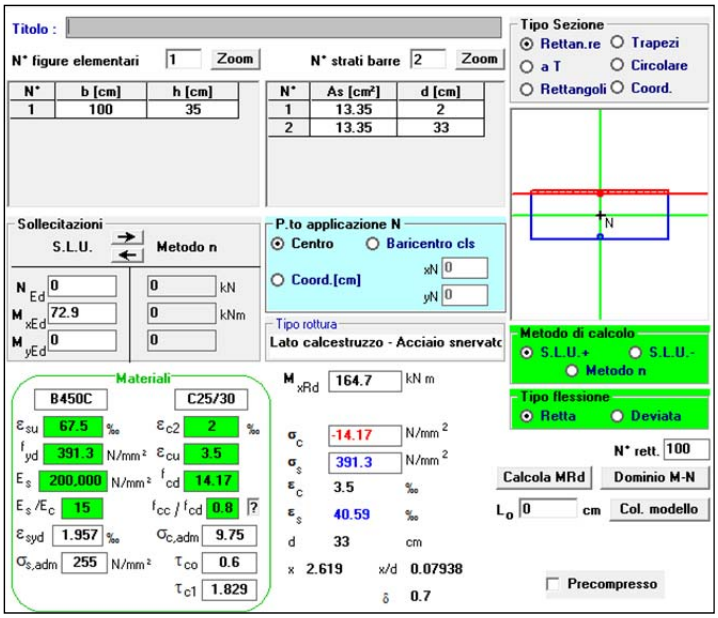


FIGURA 7-102 - TRAVE T3 - VERIFICA A FLESSIONE - PIEDRITTO

$M_{Ed} = -72.9$ kNm

$M_{Rd} = -164.7$ kNm

Pertanto:

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

$729 \leq 164.7$ kNm

Verifica soddisfatta

Verifica a taglio:

Taglio sollecitante di progetto:

$V_{Ed} = 221.0$ kN

Resistenza a taglio della sezione priva di armature a taglio:

$$V_{Rd,c} = \{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq V_{Rd,c,min} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$V_{Rd,c} = 214.7\ kN > V_{Rd,c,min} = 162.1\ kN$

dove:

$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1.778 \le 2$

$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0.491\ N/mm^2$

d= altezza utile=330 mm

$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \cdot d) = 0.0068$

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c = 0.0\ N/mm^2 \le 0.2 \cdot f_{cd}$

b_w= larghezza minima della sezione=1000 mm

Pertanto:

$V_{Rd,c} < V_{Ed}$

E'necessario armare a taglio

Resistenza a taglio della sezione dotata di armature a taglio:

Armatura trasversale nel setto:

Si predispongono staffe ϕ14/200 e ϕ12/200 - 2 bracci alternate- A_{sw}=26.7 cm^2/m

Calcolo la resistenza minima dei puntoni in calcestruzzo assumento cotθ=2.5

Resistenza a "taglio-compressione":

$V_{R,Cd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (ctg\alpha + ctg\vartheta)/(1 + ctg^2\vartheta)$

$V_{R,Cd} = 1015.6\ kN$

Resistenza a "taglio-trazione":

$$V_{R,Sd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\vartheta) \cdot sen\alpha$$

$V_{R,Sd} = 775.8\ kN$

Verifica:

$V_{Rd} = \min(V_{Rd,s}, V_{Rd,c}) = 775.8\ kN > V_{Ed}$

Verifica soddisfatta

7.2.6.5 Verifica agli stati limite d'esercizio

Sono state eseguite verifiche nei confronti dei seguenti stati limite:

- Apertura delle fessure
- Controllo delle tensioni di esercizio

Le verifiche nei confronti degli stati limite di apertura delle fessure e del controllo delle tensioni d'esercizio è stata eseguita mediante le combinazioni caratteristiche rara, frequenti e quasi permanenti come indicato nelle Norme Tecniche.

A favore di sicurezza, la sezione più sollecitata a flessione è stata verificata a pressoflessione accoppiando al momento massimo la trazione o la compressione massima in tutta la campata oggetto di studio.

La verifica a taglio è stata invece eseguita studiando l'effetto del massimo taglio agente su tutta la parte di trave considerata.

7.2.6.6 Azioni sollecitanti massime:

Combinazioni caratteristiche rare - Serie 3000:

Sd		U.M.	Comb.	S.L.	Sezione	Caso di carico	Azione caratteristica	Coefficiente parziale γ	Coefficiente combinazione ψ	Azione SLU
$M_{Ed,x}^{+}$ (fibre tese inferiori)	5038.6	kNm	3016	Rara	Campata P-Q - x= 4.0 m da Q	Peso proprio	-49.7	1	1.0	-49.7
						Sovraccarico 9.4 t/m^2	4392.4	1	1.0	4392.4
						ΔT -8°C	692.35	1	1.0	692.35
						Gru RMG	5.1	1	0.7	3.57
									$M_{Ed,x}+$	**5038.6**
$M_{Ed,x}^{-}$ (fibre tese inferiori)	-11181.7	kNm	3017	Rara	Sbalzo - Picchetto Q	Peso proprio	-3478.8	1	1.0	-3478.8
						Sovraccarico 9.4 t/m^2	-2612.1	1	1.0	-2612.1
						ΔT +20°C	-2.0	1	0.6	-1.2
						Gru RMG	-5089.8	1	1.0	-5089.8
									$M_{Ed,x}-$	**-11181.9**
N_{Ed}^{+} (trazione)	3426.4	kN	3015	Rara	Campata P-Q - Picchetto P	Peso proprio	403.2	1	1.0	403.2
						Sovraccarico 9.4 t/m^2	655.9	1	1.0	655.9
						ΔT +20°C	2161.7	1	1.0	2161.65
						Gru RMG	293.8	1	0.7	205.66
									N_{Ed}^{+}	**3426.4**
N_{Ed}^{-} (Compressione)	-958.4	kN	3016	Rara	Sbalzo - Picchetto Q	Peso proprio	-28.5	1	1.0	-28.5
						Sovraccarico 9.4 t/m^2	-17.5	1	1.0	-17.5
						ΔT -8°C	-874.95	1	1.0	-874.95
						Gru RMG	-53.5	1	0.7	-37.45
									N_{Ed}^{-}	**-958.4**

TABELLA 7-15 - TRAVE T3 - PARTE 2 DI 3 - AZIONI MASSIME - COMB. RARE

Combinazioni caratteristiche frequenti - Serie 3100:

Sd		U.M.	Comb.	S.L.	Sezione	Caso di carico	Azione caratteristica	Coefficiente parziale γ	Coefficiente combinazione ψ	Azione SLU
$M_{Ed,x}^{+}$ (fibre tese inferiori)	4253.2	kNm	3109	Freq	Campata P-Q - x= 4.0 m da Q	Peso proprio	-49.7	1	1.0	-49.7
						Sovraccarico 9.4 t/m^2	4392.4	1	0.9	3953.16
						ΔT -8°C	692.35	1	0.5	346.175
						Gru RMG	5.1	1	0.7	3.57
									$M_{Ed,x}+$	**4253.2**
$M_{Ed,x}^{-}$ (fibre tese inferiori)	-9393.4	kNm	3108	Freq	Sbalzo - Picchetto Q	Peso proprio	-3478.8	1	1.0	-3478.8
						Sovraccarico 9.4 t/m^2	-2612.1	1	0.9	-2350.89
						ΔT +20°C	-2.0	1	0.5	-1
						Gru RMG	-5089.8	1	0.7	-3562.86
									$M_{Ed,x}-$	**-9393.6**
N_{Ed}^{+} (trazione)	2298.8	kN	3108	Freq	Campata P-Q - Picchetto Q	Peso proprio	428.5	1	1.0	428.5
						Sovraccarico 9.4 t/m^2	753.5	1	0.9	678.15
						ΔT +20°C	1832.35	1	0.5	916.175
						Gru RMG	394.3	1	0.7	276.01
									N_{Ed}^{+}	**2298.8**
N_{Ed}^{-} (Compressione)	-519.1	kN	3109	Freq	Sbalzo - Picchetto Q	Peso proprio	-28.5	1	1.0	-28.5
						Sovraccarico 9.4 t/m^2	-17.5	1	0.9	-15.75
						ΔT -8°C	-874.95	1	0.5	-437.475
						Gru RMG	-53.5	1	0.7	-37.45
									N_{Ed}^{-}	**-519.2**

TABELLA 7-16 - TRAVE T3 - PARTE 2 DI 3 - AZIONI MASSIME - COMB. FREQUENTI

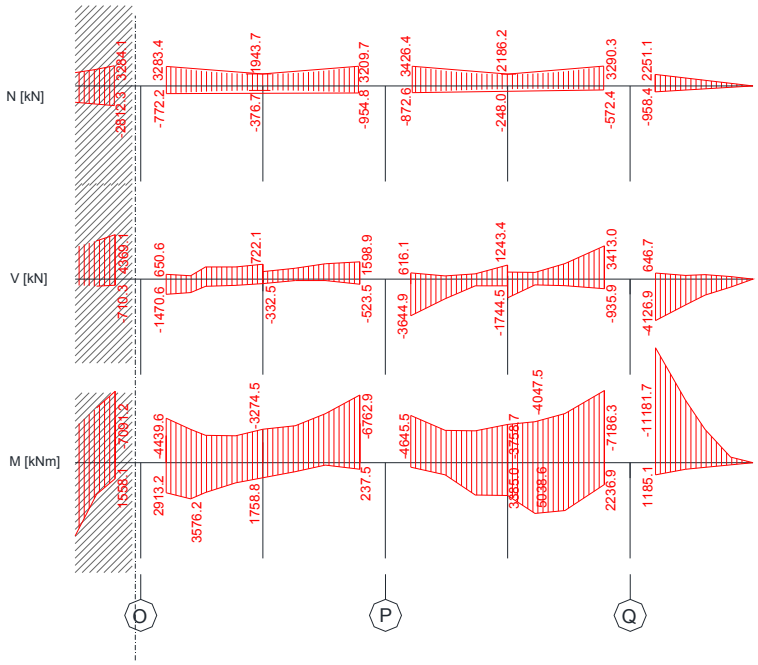
Combinazioni caratteristiche quasi permanenti - Serie 3200:

Sd		U.M.	Comb.	S.L.	Sezione	Caso di carico	Azione caratteristica	Coefficiente parziale γ	Coefficiente combinazione ψ	Azione SLU
$M_{Ed,x}^{+}$ (fibre tese inferiori)	3467.3	kNm	3203	Q.P.	Campata P-Q x= 4.0 m da Q	Peso proprio	-49.7	1	1.0	-49.7
						Sovraccarico 9.4 t/m^2	4392.4	1	0.8	3513.92
						Gru RMG	5.1	1	0.6	3.06
									$M_{Ed,x}^{+}$	**3467.3**
$M_{Ed,x}^{-}$ (fibre tese inferiori)	-8622.7	kNm	3203	Q.P.	Sbalzo - Picchetto Q	Peso proprio	-3478.8	1	1.0	-3478.8
						Sovraccarico 9.4 t/m^2	-2612.1	1	0.8	-2089.68
						Gru RMG	-5089.8	1	0.6	-3053.88
									$M_{Ed,x}^{-}$	**-8622.4**
N_{Ed}^{+} (trazione)	1267.2	kN	3203	Q.P.	Campata P-Q - Picchetto Q	Peso proprio	428.5	1	1.0	428.5
						Sovraccarico 9.4 t/m^2	753.5	1	0.8	602.8
						Gru RMG	394.3	1	0.6	236.58
									N_{Ed}^{+}	**1267.9**
N_{Ed}^{-} (Compressione)	-74.6	kN	3203	Q.P.	Sbalzo - Picchetto Q	Peso proprio	-28.5	1	1.0	-28.5
						Sovraccarico 9.4 t/m^2	-17.5	1	0.8	-14
						Gru RMG	-53.5	1	0.6	-32.1
									N_{Ed}^{-}	**-74.6**

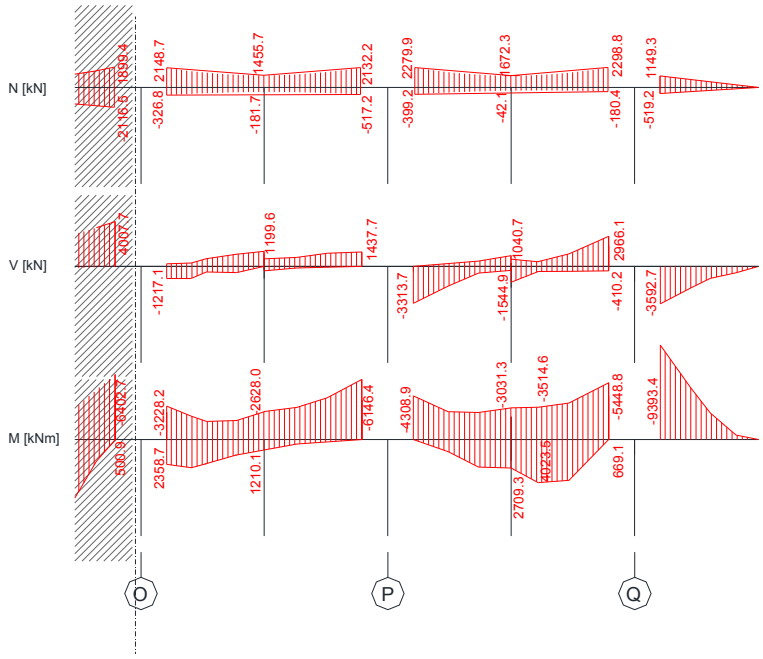
TABELLA 7-17 - TRAVE T3 - PARTE 2 DI 3 - AZIONI MASSIME - COMB. Q.P.

7.2.6.7 Diagrammi azioni interne:

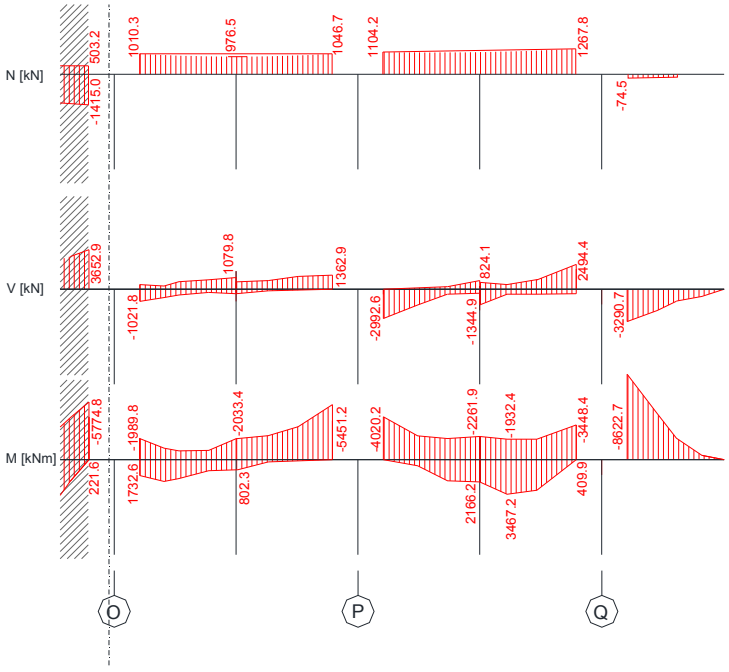
Inviluppo combinazioni caratteristiche rare - Serie 3000



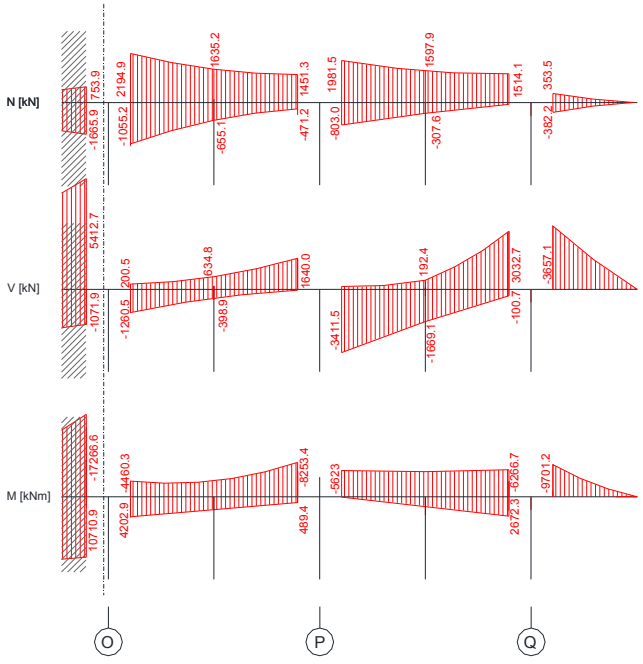
Inviluppo combinazioni caratteristiche rare - Serie 3100



Inviluppo combinazioni caratteristiche rare - Serie 3200



Inviluppo combinazioni sismiche - SLD - Serie 2100



Stato limite di apertura delle fessure - Lembo superiore

L'apertura delle fessure è stata calcolata con il metodo diretto, in accordo con le NTC08 ,§4.1.2.2.4

Condizioni ambientali: XS3 - Molto aggressive
Sensibilità armature: poco sensibili (acciaio ordinario)
Stati limite da verificare:

- Apertura delle fessure < w_1=0.2 mm - Combinazioni frequenti
- Apertura delle fessure < w_1=0.2 mm - Combinazioni quasi permanenti

Poiché la limitazione alla fessurazione è uguale per le due tipologie di combinazione di carico, si considerano le condizioni più gravosa, ovvero la combinazioni frequenti (Serie 3100).

La verifica nei confronti di questo stato limite viene effettuata sia al lembo superiore che a quello inferiore, considerando rispettivamente la sezione della trave a sbalzo e la sezione della trave in corrispondenza delle campate tra i picchetti O e Q.

Verifica - lembo superiore:

Si considera la sezione della trave a sbalzo
Le sollecitazioni massime risultano essere:
Azione flettente:
M_{Ed}^{-} = -9393.4 kNm - Comb.3108

Azioni assiali:
N_{Ed}^{+} = 2298.8 kN - Comb.3108 - Trazione
N_{Ed}^{-} = -519.1 kN - Comb.3109 - Compressione

Armatura in zona tesa

La normativa prescrive il calcolo di un'area efficace di calcestruzzo che effettivamente partecipa alla resistenza nei confronti del fenomeno di fessurazione.
Lo spessore di questo strato, il cui calcolo è riportato nel seguito, è pari a 50 mm, inferiore allo spessore della soletta superiore.
Nei calcoli si considera dunque solamente lo strato più esterno di armatura.
$A_s = 43\phi 18 = 109.4\ cm^2$
$\varphi = 18\ mm$

Distanza massima tra due fessure successive:

$$S_{r,msx} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\varphi}{\rho_{eff}} = 130.9\ mm$$

dove:
k_1 = Coefficiente che tiene conto delle proprietà di aderenza delle barre, assunto pari a 0.8 per barre ad aderenza migliorata;
k_2 = Coefficiente che tiene conto del diagramma delle deformazioni, assunto pari a 0.5 per via della presenza di sola flessione;
k_3 = Termine di derivazione sperimentale, assunto pari a 3.4;
k_4 = Termine di derivazione sperimentale, assunto pari a 0.425.

$$\rho_{eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \text{rapporto geometrico d'armatura} = 0.048$$

$A_{c,eff}$ = = Area di calcestruzzo entro la quale la barra d'acciaio può effettivamente influenzare l'apertura della fessura $= b_{c,eff} \cdot h_{c,eff} = 2250\ cm^2$

$$h_{c,eff} = \min\{2.5 \cdot (h - d); (h - x)/3; h/2\}$$

$$h_{c,eff} = \min\{50; 50.4; 92.5\} = 50\ mm$$

$b_{c,eff} = 4500mm$

x=posizione asse neutro-sezione fessurata=57.5 cm

Deformazione unitaria media delle barre:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} \geq \varepsilon_{sm,min} = 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$\varepsilon_{sm} = 0.00112$$

$\varepsilon_{sm,min} = 0.000775$

dove:

σ_s = Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata= 264.8 N/mm^2

$\alpha_e = E_s/E_c = 205000/34077 = 6.1$

k_t =fattore dipendente dalla durata del carico, assunto pari a 04 per carichi di lunga durata.

Calcolo delle tensioni agenti:

Si riporta nel seguito il calcolo delle tensioni massime agenti in campo elastico.

Tali valori di tensione sono stati ottenuti accoppiando il momento flettente minimo nella sezione con la massima trazione e la massima compressione in campata.

$M_{Ed}^- = -9393.4$ kNm - $N_{Ed} = 2298.8$ kN

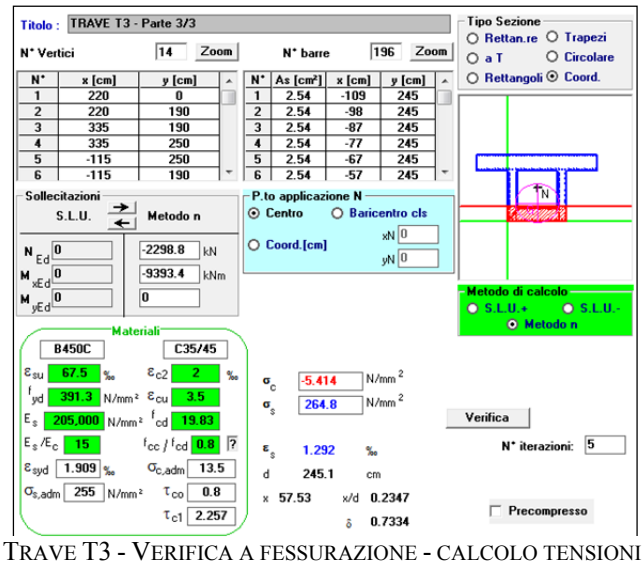


FIGURA 7-103- TRAVE T3 - VERIFICA A FESSURAZIONE - CALCOLO TENSIONI ACCIAIO

$M_{Ed}^- = -9393.4$ kNm - $N_{Ed} = -519.1$ kN

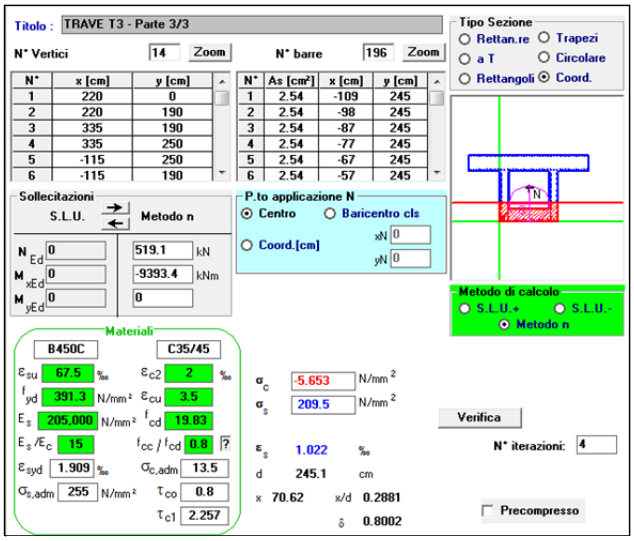


FIGURA 7-104 - TRAVE T3 - VERIFICA A FESSURAZIONE - CALCOLO TENSIONI ACCIAIO

La tensione massima nell'acciaio teso al lembo superiore risulta essere pari a σ_s=264.8 N/mm^2

Valore di calcolo dell'apertura delle fessure

$$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot S_{r,max} = 0.00112 \cdot 130.9 = 0.15 \text{ mm}$$

Verifica

$$w_d = 0.15 \text{ mm} < w_1 = 0.2$$

Verifica soddisfatta

Stato limite di apertura delle fessure - Lembo inferiore

La sezione impiegata nelle verifiche è quella della trave T3 parte 3 in corrispondenza delle campate comprese tra i picchetti O e Q.

Questa sezione è analoga a quella impiegata per la trave T3 parte 1.

Le sollecitazioni massime risultano essere:

Azione flettente:

M_{Ed}^+= 4253.2 kNm - Comb.3109

Azioni assiali:

N_{Ed}^{+} = 2289.8 kN - Comb.3108 - Trazione

N_{Ed}^{-} = -519.1 kN - Comb.3109 - Compressione

Armatura in zona tesa

La normativa prescrive il calcolo di un'area efficace di calcestruzzo che effettivamente partecipa alla resistenza nei confronti del fenomeno di fessurazione.
Lo spessore di questo strato, il cui calcolo è riportato nel seguito, è pari a 50 mm, inferiore allo spessore della soletta superiore.
Nei calcoli si considera dunque solamente lo strato più esterno di armatura.

A_s =15ϕ18+6 ϕ20=48.99 cm^2

Vista la eterogeneità dei diametri impiegati al lembo inferiore, si calcola il diametro equivalente con la seguente espressione:

$$\phi_{eq} = \frac{n_1 \cdot \phi_1^2 + n_2 \cdot \phi_2^2}{n_1 \cdot \phi_1 + n_2 \cdot \phi_2} = 18.6 \text{ mm}$$

dove:

n_1 = 15

n_2 = 6

ϕ_1=18 mm

ϕ_2=20 mm

Distanza massima tra due fessure successive:

$$S_{r,msx} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\varphi}{\rho_{eff}} = 139.8 \text{ mm}$$

dove:

k_1 = Coefficiente che tiene conto delle proprietà di aderenza delle barre, assunto pari a 0.8 per barre ad aderenza migliorata;

k_2 = Coefficiente che tiene conto del diagramma delle deformazioni, assunto pari a 0.5 per via della presenza di sola flessione;

k_3 = Termine di derivazione sperimentale, assunto pari a 3.4;

k_4 = Termine di derivazione sperimentale, assunto pari a 0.425.

$\rho_{eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}}$ =rapporto geometrico d'armatura =0.044

$A_{c,eff}$ = = Area di calcestruzzo entro la quale la barra d'acciaio può effettivamente influenzare l'apertura della fessura = $b_{c,eff} \cdot h_{c,eff}$ =1100 cm^2

cm^2

$h_{c,eff} = \min\{2.5 \cdot (h-d); (h-x)/3; h/2\}$

$h_{c,eff} = \min\{50; 50.4; 92.5\}$=50 mm

$b_{c,eff}$ = 2200 mm

x=posizione asse neutro-sezione fessurata=30.5 cm

Deformazione unitaria media delle barre:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} \geq \varepsilon_{sm,min} = 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$\varepsilon_{sm} = 0.00760$

$\varepsilon_{sm,min} = 0.000563$

dove:

σ_s = Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata= 192.4 N/mm^2

$\alpha_e = E_s/E_c = 205000/34077 = 6.1$

k_t =fattore dipendente dalla durata del carico, assunto pari a 0.4 per carichi di lunga durata.

Calcolo delle tensioni agenti:

Si riporta nel seguito il calcolo delle tensioni massime agenti in campo elastico.

Tali valori di tensione sono stati ottenuti accoppiando il momento flettente minimo nella sezione con la massima trazione e la massima compressione in campata.

M_{Ed}^{+} = 4253.2 kNm - N_{Ed} =2298.8 kN (trazione)

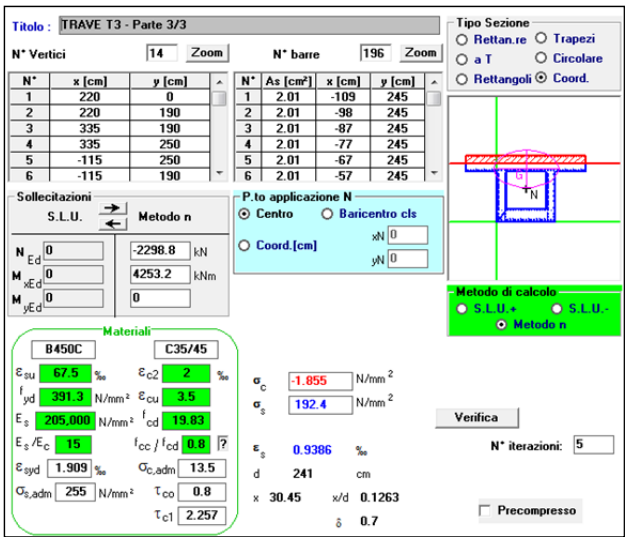


FIGURA 7-105 - TRAVE T3 - VERIFICA A FESSURAZIONE - CALCOLO TENSIONI ACCIAIO

M_{Ed}^{+} = 4253.2 kNm - N_{Ed} =-519.1 kN

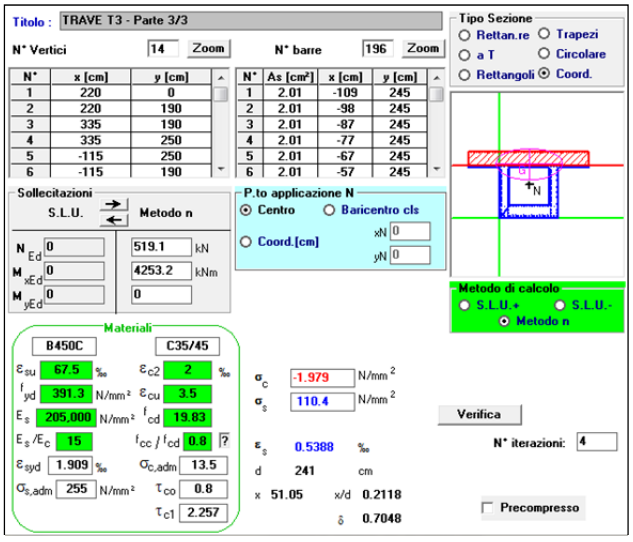


FIGURA 7-106 - TRAVE T3 - VERIFICA A FESSURAZIONE - CALCOLO TENSIONI ACCIAIO

La tensione massima nell'acciaio teso al lembo superiore risulta essere pari a σ_s=192.41 N/mm^2

Valore di calcolo dell'apertura delle fessure

$$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot S_{r,max} = 0.000760 \cdot 139.1 = 0.11 \text{ mm}$$

Verifica
$w_d = 0.11 \text{ mm} < w_1 = 0.2$

Verifica soddisfatta

Verifica delle tensioni d'esercizio

Il controllo delle tensioni agenti nella trave sono state valutate nella sezione della trave a sbalzo con momento sollecitante negativo e nella sezione della trave su appoggi per momento sollecitante positivo.

Le massime tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio devono rispettare le seguenti limitazioni (§4.1.2.2.5, NTC08)

- $\sigma_c < 0.6 \cdot f_{ck}$ per combinazione caratteristica (rara)
- $\sigma_c < 0.45 \cdot f_{ck}$ per combinazione quasi permanente
- $\sigma_s < 0.8 \cdot f_{yk}$ per combinazione caratteristica (rara)

Massime azioni sollecitanti:

Combinazione caratteristica rara:

M_{Ed}^+ = 5038.6 kNm - Comb. 3016

M_{Ed}^- = -11181.7 kNm - Comb. 3017

N_{Ed}^+=3426.4 kN - Comb. 3015 (Trazione)

N_{Ed}^-=-958.4 kN - Comb. 3016 (Compressione)

Combinazione quasi permanente:

M_{Ed}^+ = 3467.3 kNm - Comb. 3203

M_{Ed}^- = -8622.7 kNm - Comb. 3203

N_{Ed}^+=1267.2 kN - Comb. 3203 (Trazione)

N_{Ed}^-=--74.6 kN - Comb. 3203 (Compressione)

Tensioni d'esercizio - Lembo superiore

Caso 1 - Combinazione caratteristica rara

M_{Ed}^{-}=-11181.7 kNm - Comb.3017

N_{Ed}^{+}=3426.4 kN - Comb. 3015 (Trazione)

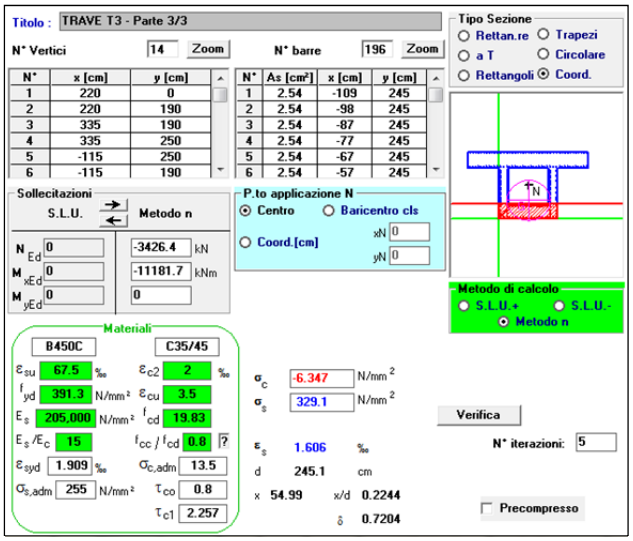


FIGURA 7-107 - TRAVE T3 - CONTROLLO TENSIONI DI ESERCIZIO

Massima tensione di compressione nel calcestruzzo:

σ_c= -6.4 N/mm^2

Massima tensione di trazione nell'acciaio:

σ_s=329.1 N/mm^2

Caso 2 - Combinazione caratteristica rara

M_{Ed}^{-}=-11181.7 kNm - Comb.3017

N_{Ed}^{-}=-958.1 kN - Comb. 3016 (Compressione)

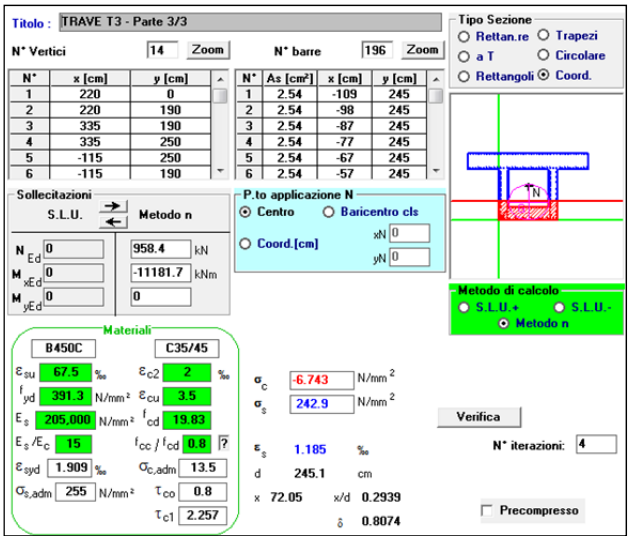


FIGURA 7-108 - TRAVE T3 - CONTROLLO TENSIONI DI ESERCIZIO

Massima tensione di compressione nel calcestruzzo:

σ_c= -6.7 N/mm^2

Massima tensione di trazione nell'acciaio:

σ_s=242.9 N/mm^2

<u>Caso 3 - Combinazione quasi permanente</u>

M_{Ed}^-=-8622.7 kNm - Comb.3203

N_{Ed}^+=1267.2 kN - Comb. 3203 (Trazione)

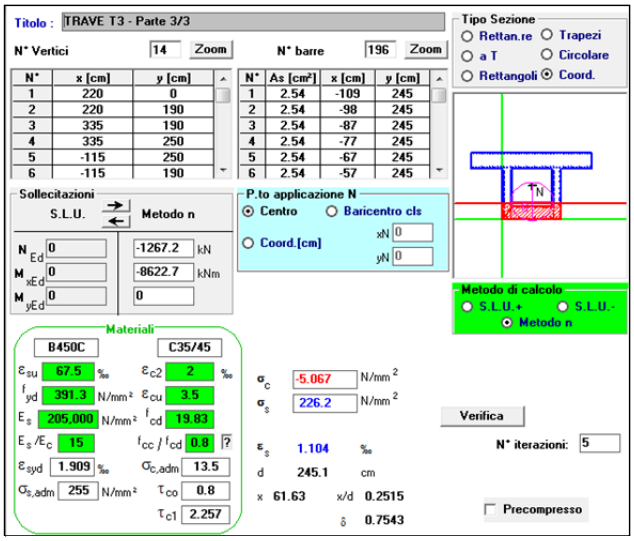


FIGURA 7-109 - TRAVE T3 - CONTROLLO TENSIONI DI ESERCIZIO

Massima tensione di compressione nel calcestruzzo:

σ_c= -5.1 N/mm^2

Massima tensione di trazione nell'acciaio:

σ_s=226.2 N/mm^2

<u>Caso 4 - Combinazione quasi permanente</u>

M_{Ed}^-=-8622.7 kNm - Comb.3203

N_{Ed}^+=-74.6 kN - Comb. 3203 (Compressione)

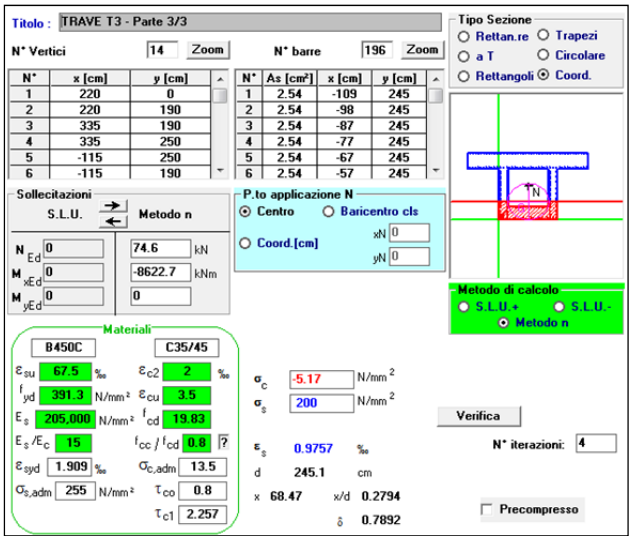


FIGURA 7-110 - TRAVE T3 - CONTROLLO TENSIONI DI ESERCIZIO

Massima tensione di compressione nel calcestruzzo:

σ_c= -5.2 N/mm^2

Massima tensione di trazione nell'acciaio:

σ_s=200.0 N/mm^2

Tensioni d'esercizio - Lembo inferiore

Caso 5- Combinazione caratteristica rara

M_{Ed}^{+}=5038.6 kNm - Comb.3016

N_{Ed}^{+}=3426.4 kN - Comb. 3015 (Trazione)

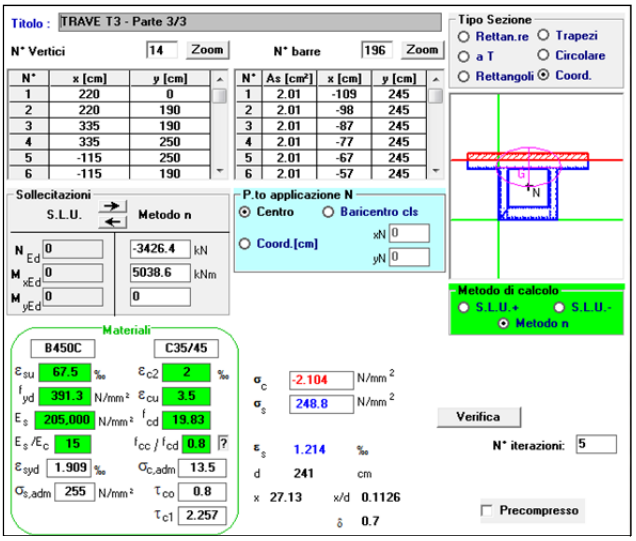


FIGURA 7-111 - TRAVE T3 - CONTROLLO TENSIONI DI ESERCIZIO

Massima tensione di compressione nel calcestruzzo:

σ_c= -2.1 N/mm^2

Massima tensione di trazione nell'acciaio:

σ_s=248.8 N/mm^2

<u>Caso 6 - Combinazione caratteristica rara</u>

M_{Ed}^{+}=5038.6kNm - Comb.3016

N_{Ed}^{-} =-958.4kN - Comb. 3016 (Compressione)

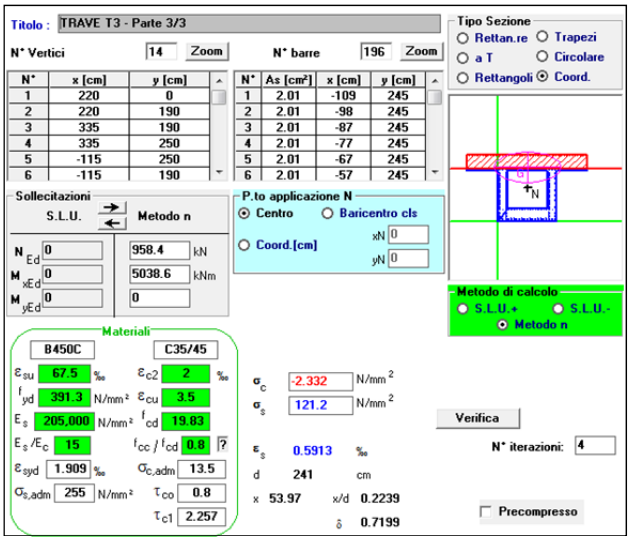


FIGURA 7-112 - TRAVE T3 - CONTROLLO TENSIONI DI ESERCIZIO

Massima tensione di compressione nel calcestruzzo:

σ_c= -2.3 N/mm^2

Massima tensione di trazione nell'acciaio:

σ_s=121.2 N/mm^2

<u>Caso 7 - Combinazione quasi permanente</u>

M_{Ed}^{+}=3467.3 kNm - Comb.3203

N_{Ed}^{+}=1267.2 kN - Comb. 3203 (Trazione)

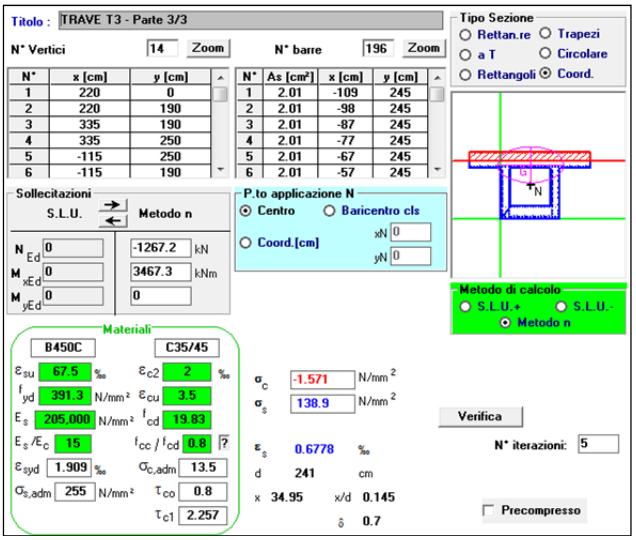


FIGURA 7-113 - TRAVE T3 - CONTROLLO TENSIONI DI ESERCIZIO

Massima tensione di compressione nel calcestruzzo:

σ_c= -1.6 N/mm^2

Massima tensione di trazione nell'acciaio:

σ_s=138.9 N/mm^2

<u>Caso 8 - Combinazione quasi permanente</u>

M_{Ed}^{+}=3467.3 kNm - Comb.3203

N_{Ed}^{+}=-74.6 kN - Comb. 3203 (Compressione)

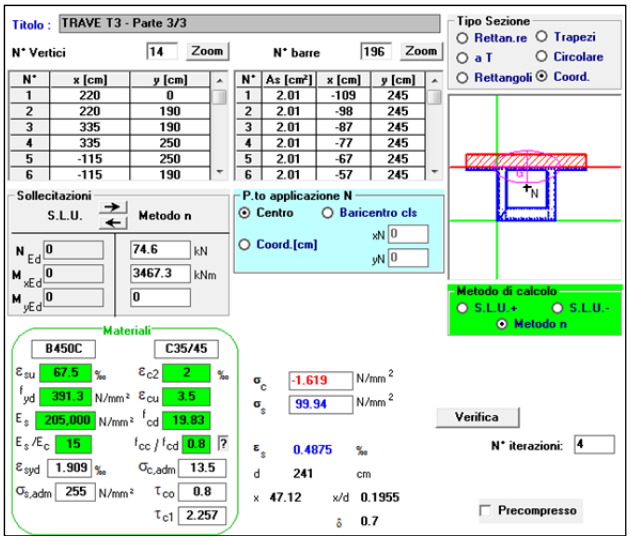


FIGURA 7-114 - TRAVE T3 - CONTROLLO TENSIONI DI ESERCIZIO

Massima tensione di compressione nel calcestruzzo:

σ_c= -1.6 N/mm^2

Massima tensione di trazione nell'acciaio:

σ_s=99.9 N/mm^2

Riepilogando si ottengono i seguenti valori di tensione massima:

Caso	Comb.	Lembo	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{s,max}$
1	Rara	Superiore	-6.4	329.1
2	Rara	Superiore	-6.7	242.9
3	Q.P.	Superiore	-5.1	226.2
4	Q.P.	Superiore	-5.2	200.0
5	Rara	Inferiore	-2.1	248.8
6	Rara	Inferiore	-2.3	121.2
7	Q.P.	Inferiore	-1.6	138.9
8	Q.P.	Inferiore	-1.6	99.9

TABELLA 7-18 - TRAVE T3 - PARTE 3 DI 3 - RIEPILOGO TENSIONI DÌ ESERCIZIO

Pertanto:

Verifica tensione nel calcestruzzo

Combinazione Caratteristica Rara:

$\sigma_c = 6.7 < 0.6 \cdot f_{ck} = 21$ N/mm^2

Verifica soddisfatta

Combinazione Quasi permanente :

$\sigma_c = 5.2 < 0.45 \cdot f_{ck} = 15.7$ N/mm^2

Verifica soddisfatta

Verifica tensione nell'acciaio

$\sigma_s = 329.1 < 0.8 \cdot f_{yk} = 360$ N/mm^2

Verifica soddisfatta

7.2.6.8 Verifica limiti d'armatura

A valle delle verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio, si effettua il controllo dei limiti d'armatura longitudinale e trasversale riportati al cap.7 delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008.
A differenza dei casseri a perdere, si considerano i limiti di armatura per strutture in zona sismica.
Si considera la struttura in classe di duttilità B.

Si verifica solamente l'armatura della porzione di trave T3 a sbalzo, oltre il picchetto Q. La restante parte ha la medesima armatura impiegata per la trave T3 parte 1 che è già stata oggetto di verifica in precedenza.

Limiti d'armatura longitudinale

Rapporto geometrico armatura tesa:

Il rapporto geometrico o relativo all'armatura tesa, indipendentemente dal fatto che l'armatura tesa sia quella al lembo superiore della sezione A_s o quella al lembo inferiore della sezione A_i, deve essere compreso entro i seguenti limiti:

$$\frac{1.4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3.5}{f_{yk}}$$

da cui:

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_{yk}} = 0.0031$$

$$\rho_{max} = \frac{3.5}{f_{yk}} = 0.0077$$

A favore di sicurezza, si considera solamente l'armatura tesa presente nella soletta superiore.

Armatura tesa al lembo superiore:

$A_i = 86\phi18 = 218.4\ cm^2$

Area della sezione:

$A_c = 220 \cdot 50 + 450 \cdot 60 + 2x140x35 = 47800\ cm^2$

Rapporto geometrico armatura tesa al lembo superiore:

$$\rho_s = \frac{A_s}{A_c} = 0.0046$$

Verifica:

$\rho_s > \rho_{min}$

$0.0046 > 0.0031$

$\rho_s < \rho_{max}$

$0.0046 < 0.0077$

Verifica soddisfatta

Dove:

ρ_s è il rapporto geometrico relativo all'armatura tesa pari ad $A_s/(b\ h)$ oppure ad $A_j/(b\ h)$

ρ_{comp} è il rapporto geometrico relativo all'armatura compressa

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

Limiti d'armatura trasversale:

L'armatura trasversale è costituita come segue:

- ϕ12/20+ϕ14/20 per un'estensione di L=1.0m in corrispondenza degli appoggi
- ϕ12/10 per una lunghezza di 1.0 m successiva al primo tratto
- ϕ10/10 per la restante parte

Diametro minimo staffe:

ϕ_{min}=6.0 mm

Il diametro minimo delle staffe predisposto nella sezione è pari a 10 mm, superiore al diametro minimo da normativa.

Verifica soddisfatta

Passo minimo staffe:

Il passo delle staffe in sezione deve rispettare la limitazione seguente:

$$s \le \min\left\{0.25 \cdot d\ ;\ 225mm;\ 8\phi_{min,long};24\phi_{staffe}\right\}$$

$$100mm \le \min\left\{612\ ;\ 225mm;\ 128;240\right\}$$

dove:

d=2450mm

$\phi_{min,long}$=16 mm

ϕ_{staffe}=10 mm

Verifica soddisfatta

7.3 Soletta di impalcato

Si valutano a questo punto le azioni interne nella soletta di impalcato indotta dai carichi relativi al peso proprio, ai carichi accidentali e ad alcuni carichi applicati localmente quali le sollecitazioni dovute alla presenza delle gru impilatrici o al posizionamento degli appoggi dei containers.

7.3.1 Analisi dei carichi

Pesi propri:

- Peso proprio soletta = 24.525 kN/m^3 *0.8 = 19.62 kN/m^2

- Peso proprio copertura = 8.25 kN/m^2
27.87 kN/m^2

Carichi variabili:

- Carico containers (SLU) 9.4 t/m^2 = 9.4*9.81= **92.21 kN/m^2**

Il carico variabile dovuto allo stoccaggio dei container, è stato applicato in diverse posizioni e condizioni di carico al fine di sollecitare al massimo il campo di soletta più critico ovvero quello posto all'intersezione tra i 4 cassoni della Macro C.
In questa prima applicazione di carico variabile, sono state conservativamente trascurate la fasce di rispetto delle gru impilatrici nell'applicazione del carico.
La figura sottostante riporta le condizioni di carico utilizzate per lo studio della soletta.

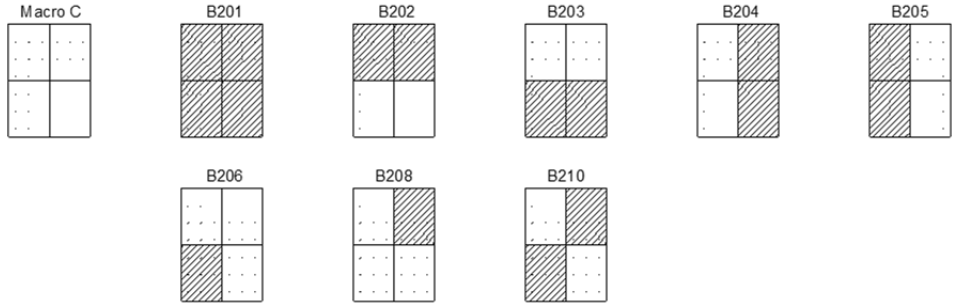


FIGURA 7-115 - MACRO C - LIVE LOAD - COMBINAZIONI DI CARICO PER LO STUDIO DELLA SOLETTA

Sisma in direzione X ed Y:
Spettro di risposta anelastico calcolato per Tr=475 anni con fattore di struttura q=2.5 (par.3.2.1)

Carico localizzato containers:
Ciascun container è dotato di 4 appoggi che comportano la nascita di carichi concentrati sull'impalcato tali da richiedere una verifica locale.
Allo scopo di valutare gli effetti locali dell'applicazione di questi carichi, si applicano alla struttura 3 specifiche condizioni di carico lungo la direzione longitudinale della soletta.

Ogni singola condizione simula l'applicazione di una serie di coppie di container posizionati in direzione longitudinale; si applicano pertanto tre carichi al metro uniformemente distribuiti lungo tutto la lunghezza dell'impalcato, calcolati come segue:

Carico container di superficie :	9.4 t/m^2 x 9.81 =	92.2 kN/m^2
Area singolo container :	2.5x6 =	15.0 m^2
Peso pila di container (4 "piedi") :	92.21 x 15 =	1383.2 kN
Carico "piedi" centrali :	1383.21/2.5 =	**553.3 kN/m**
Carico "piedi" laterali :		**276.7 kN/m**

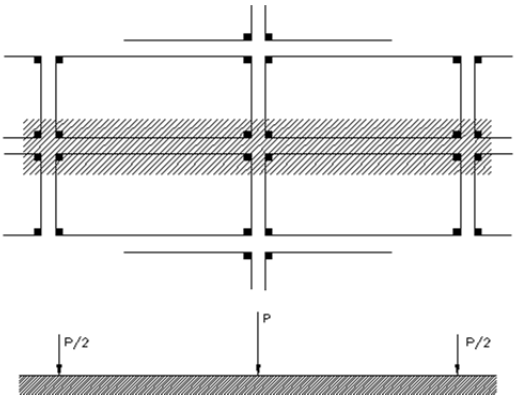


FIGURA 7-116 - DISPOSIZIONE DEI CARICHI "PIEDINI" CONTAINER

- Posizioni di carico:

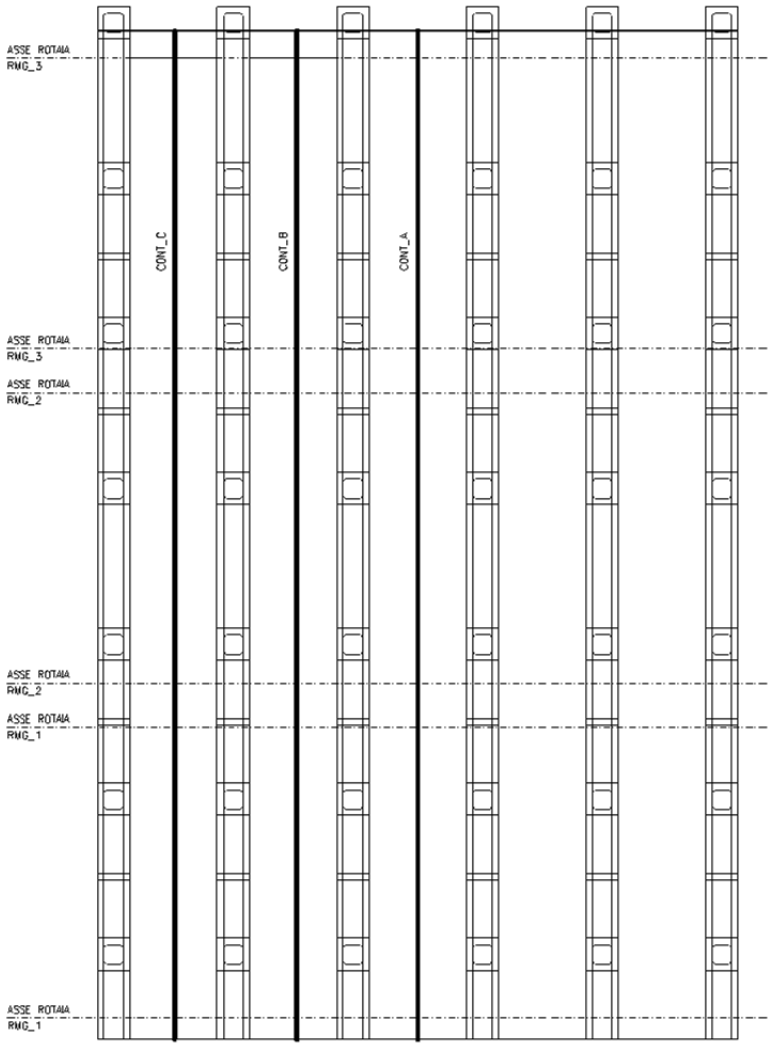


FIGURA 7-117 - MACRO C - CARICO CONTAINER - CONDIZIONI DI CARICO

Carico Gru impilatrici RMG:

Al fine di valutare gli effetti locali del passaggio delle gru impilatrici di tipo RMG sull'impalcato, si applica un carrello in diverse posizioni lungo i binari.
Ciascuna delle quattro ruote costituenti il carrello comporta un carico concentrato che va ripartito e diffuso attraverso lo strato di copertura e lo spessore della soletta.
Si assume per ipotesi un angolo di diffusione di 45°.

- Carico verticale per ruota - SLU : 420 kN
- N°ruote per angolo : 4
- Carico globale per angolo : 4x420 = 1680 kN
- Lunghezza di ripartizione del carico: 1.20x3+0.1+2x0.65 = 5 m
- Carico verticale al metro : 336 kN/m

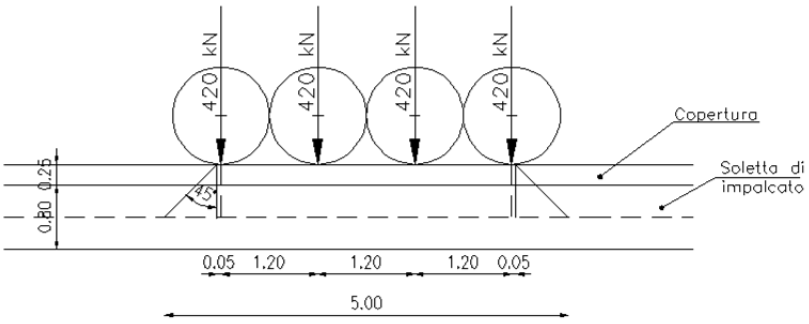


FIGURA 7-118 - GRU RMG IMPILATRICI - TRENO DI CARICO

- Posizioni di carico:

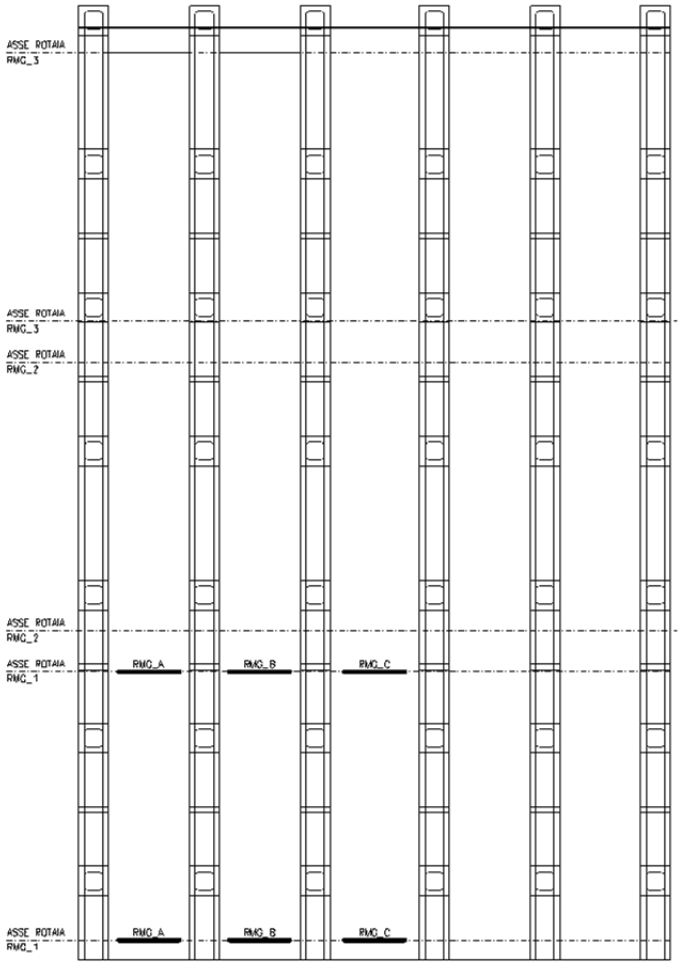


FIGURA 7-119 - GRU RMG IMPILATRICI - CONDIZIONI DI CARICO

7.3.2 Diagrammi isocurve delle azioni interne

Condizione Peso Proprio

M11 [kNm/m]

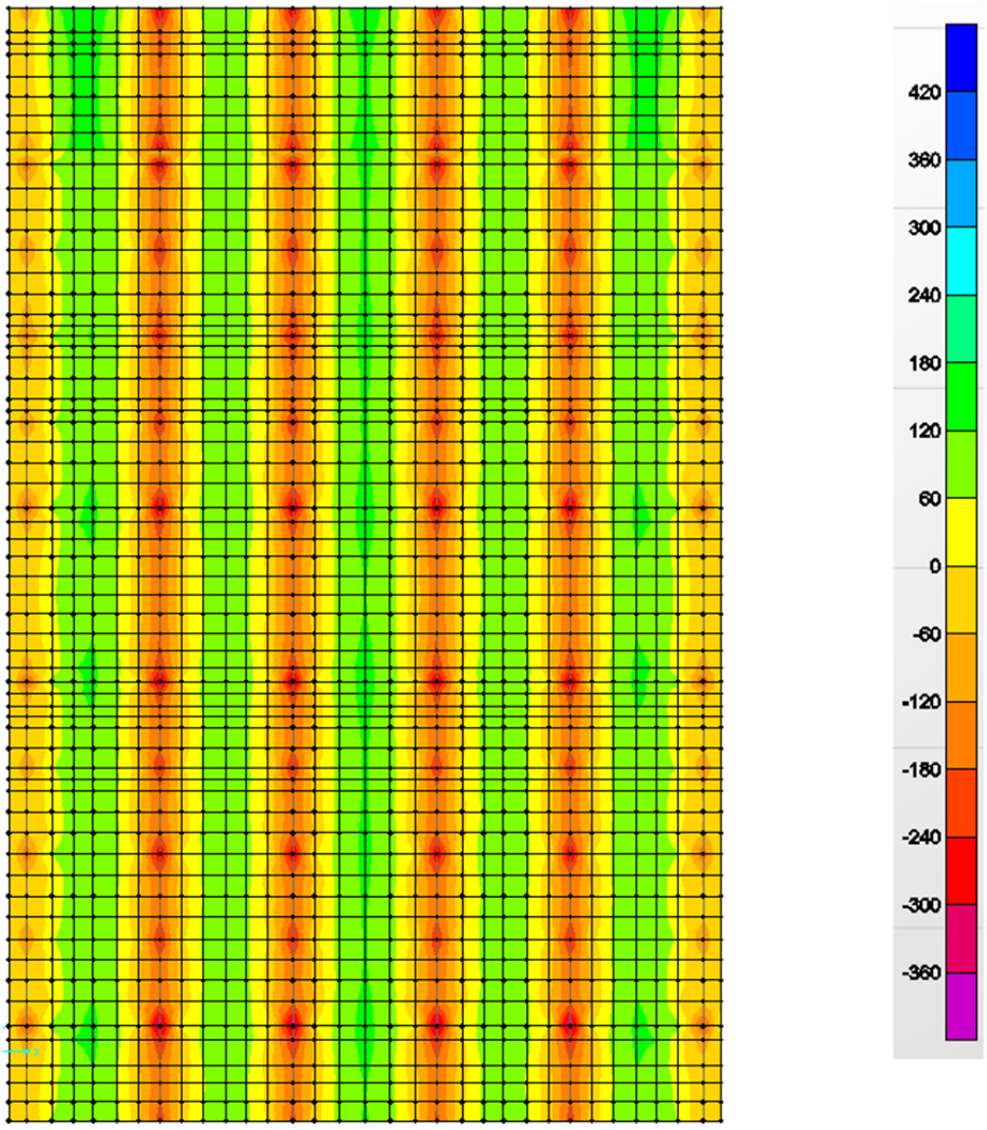


FIGURA 7-120 - SOLETTA DI IMPALCATO - PESO PROPRIO - M11

M22 [kNm/m]

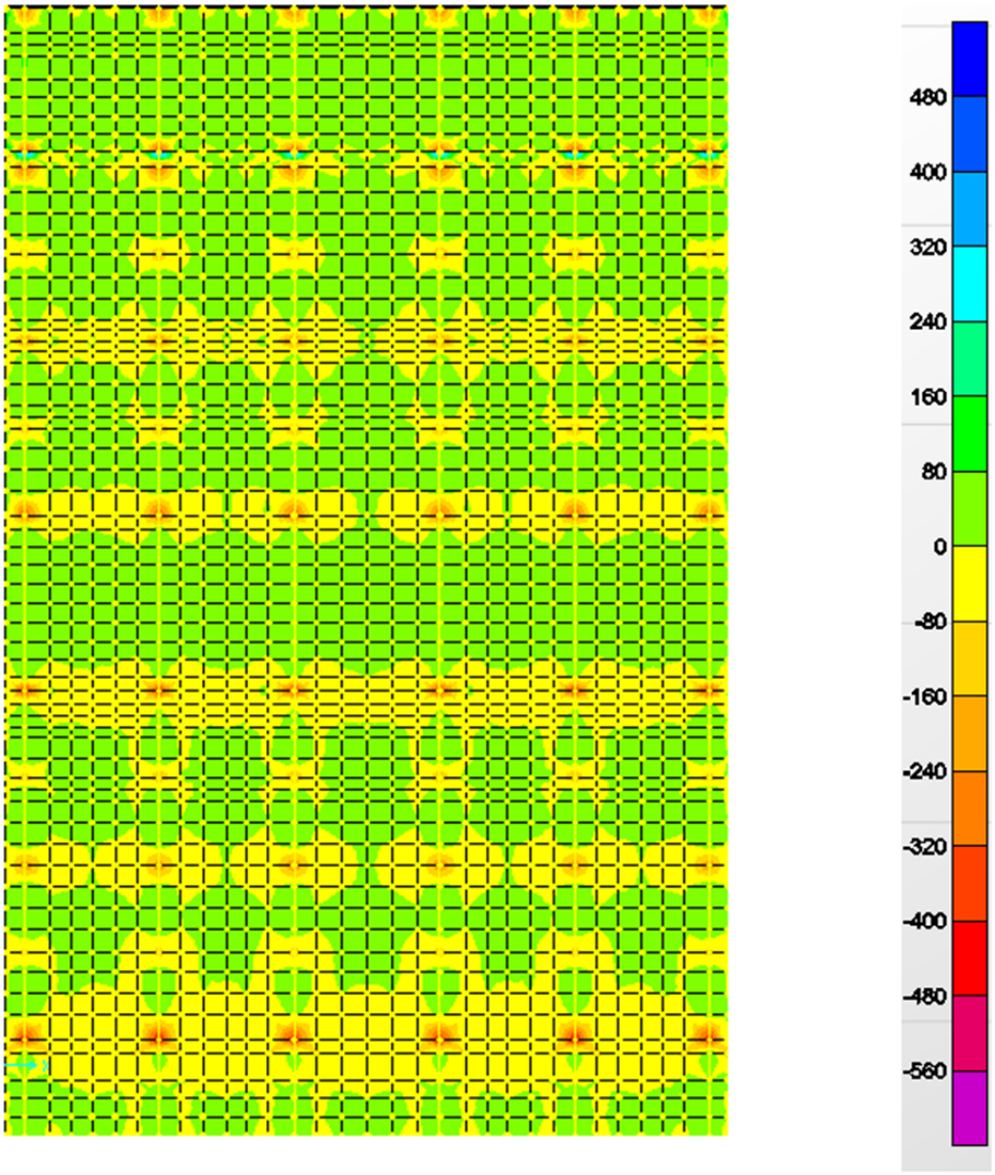


FIGURA 7-121 SOLETTA DI IMPALCATO - PESO PROPRIO - M22

V13 [kN/m]

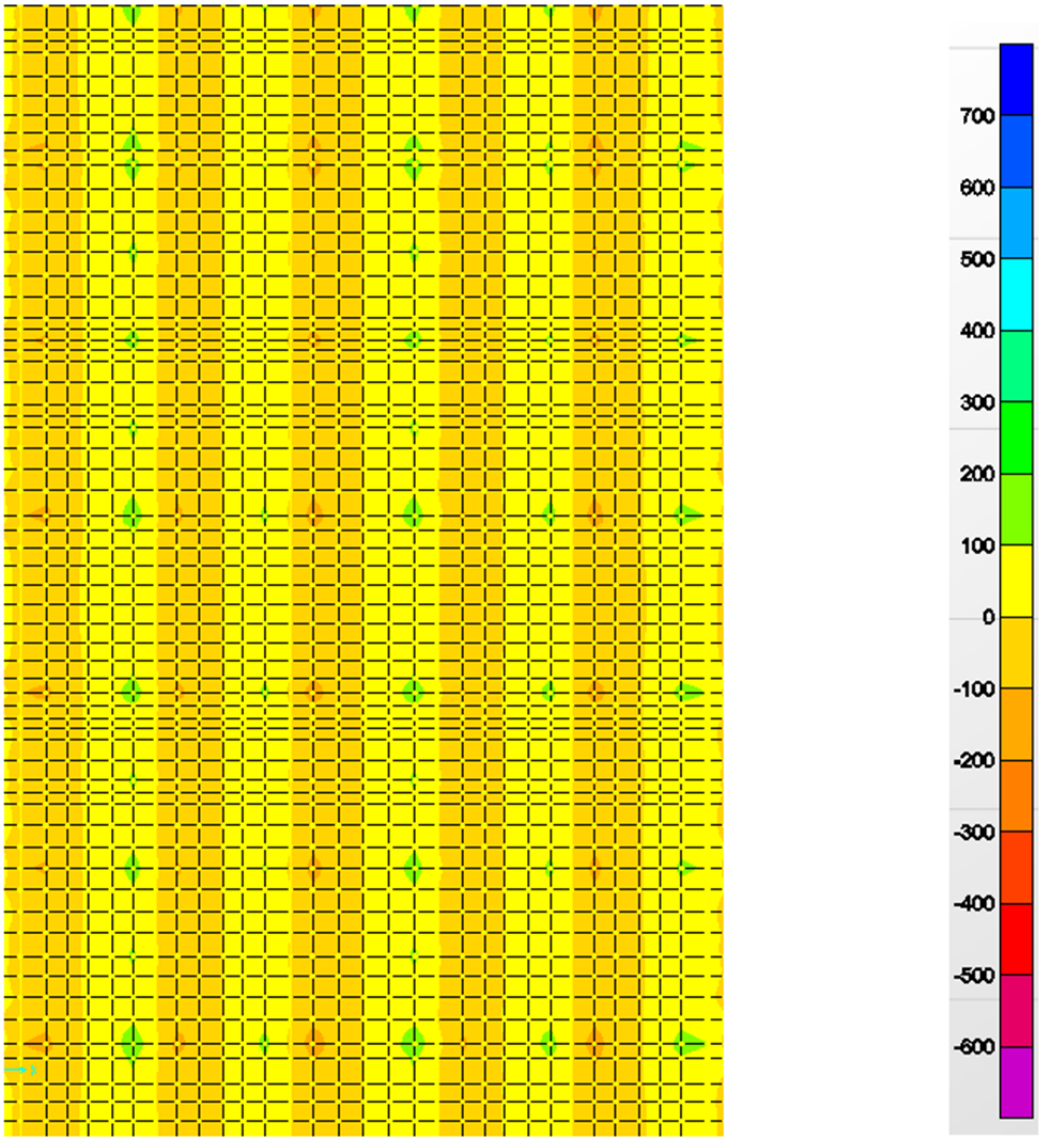


FIGURA 7-122 - SOLETTA DI IMPALCATO - PESO PROPRIO - V13

V23 [kN/m]

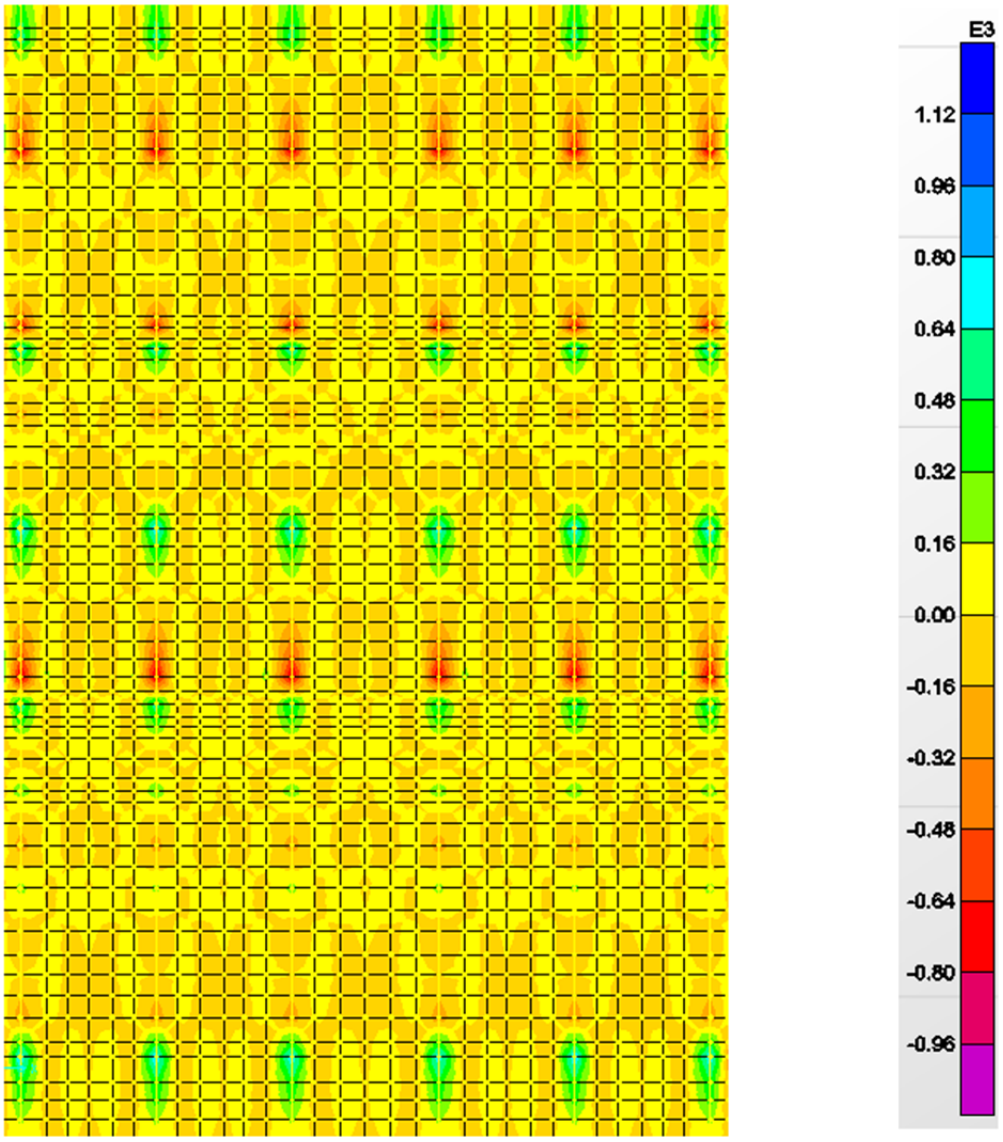


FIGURA 7-123 - SOLETTA DI IMPALCATO - PESO PROPRIO - V23

Live Load - Inviluppo

F11 - Max [kN/m]

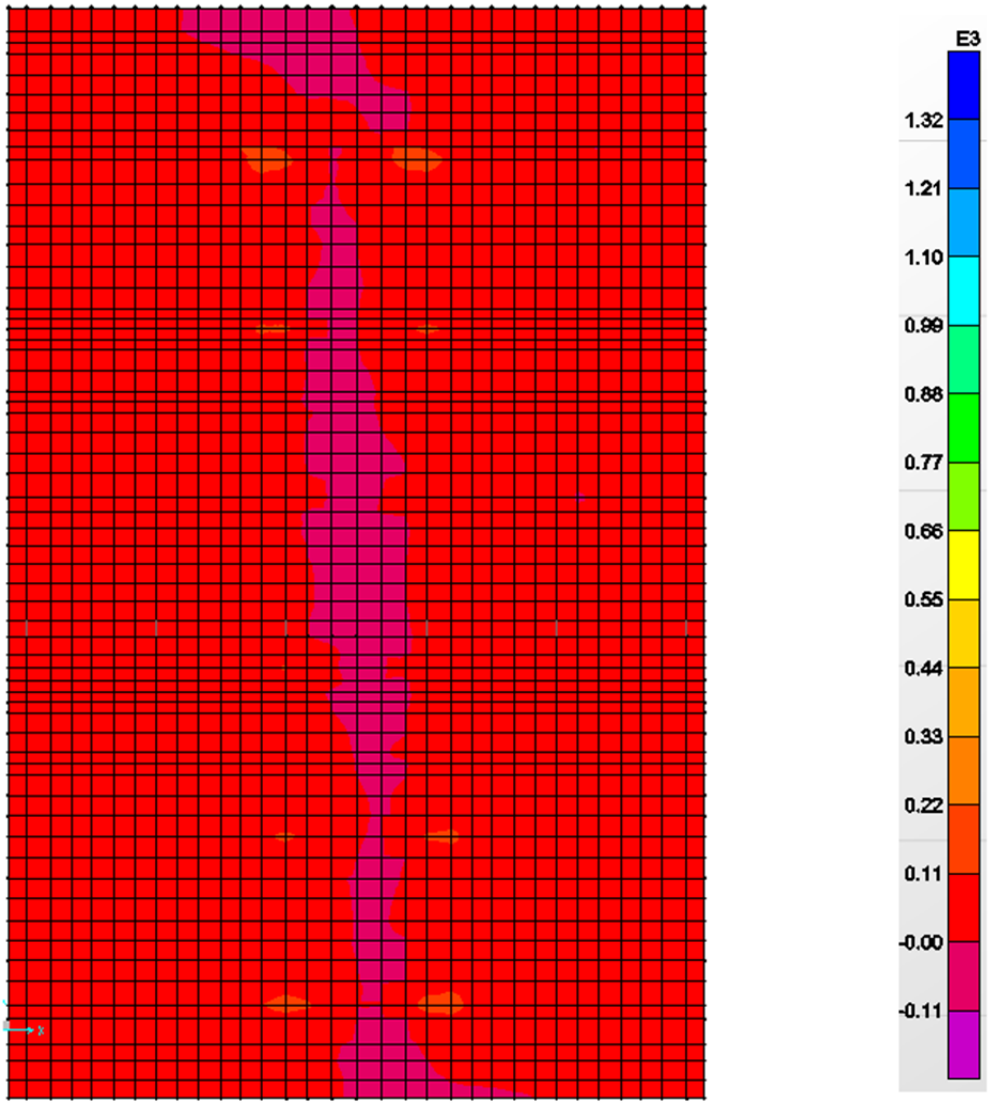


FIGURA 7-124 - SOLETTA DI IMPALCATO - LIVE LOAD - INVILUPPO MAX F11

F11 - Min [kN/m]

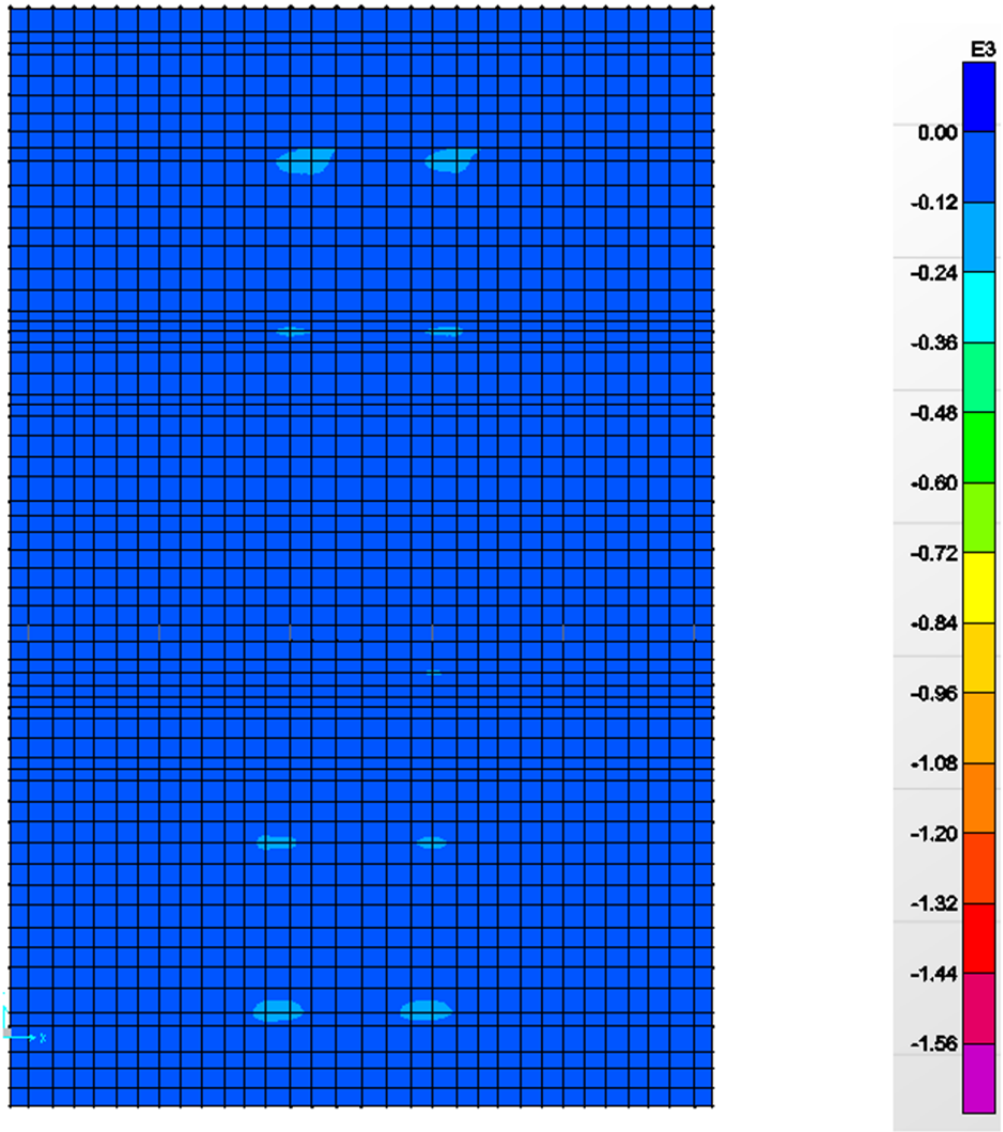


FIGURA 7-125 - SOLETTA DI IMPALCATO - LIVE LOAD - INVILUPPO MIN F11

F22 - Max [kN/m]

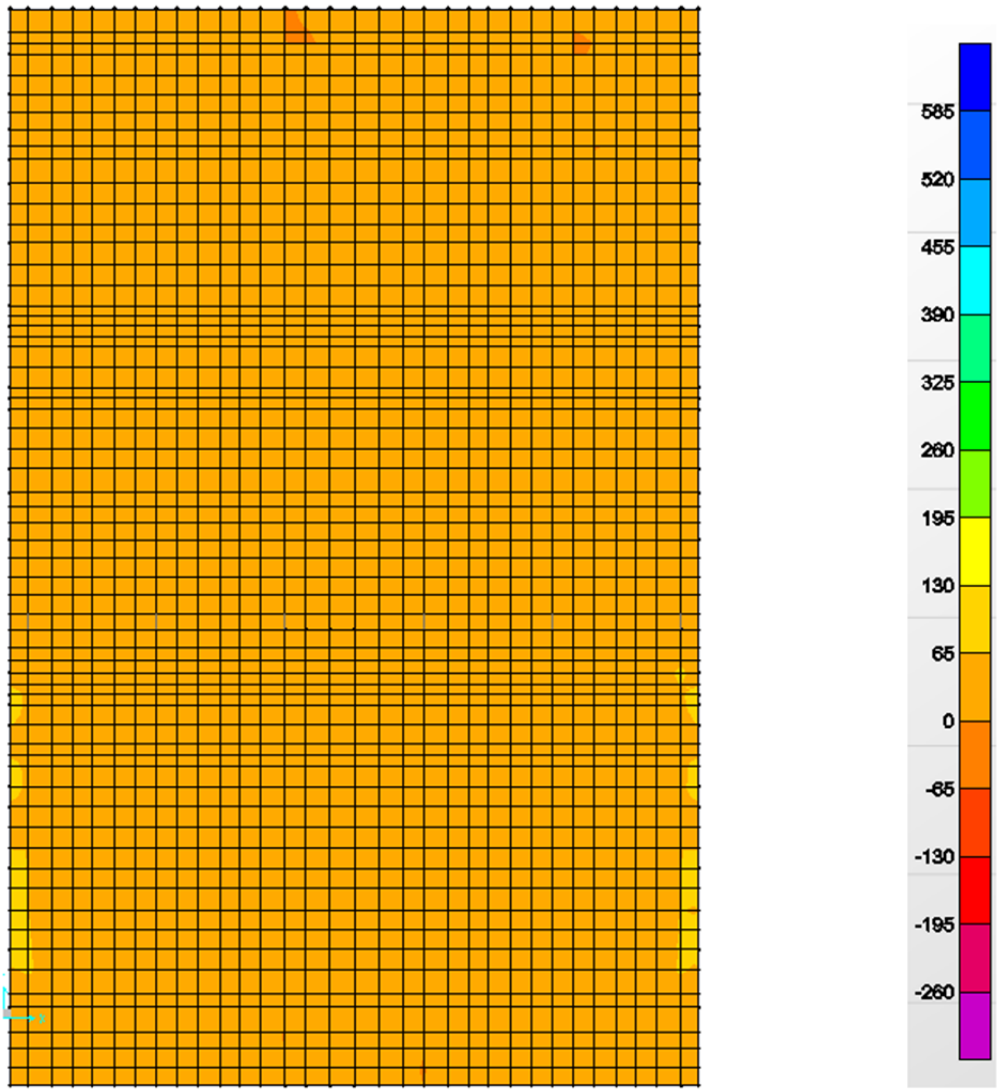


FIGURA 7-126 - SOLETTA DI IMPALCATO - LIVE LOAD - INVILUPPO MAX F22

F22 - Min [kN/m]

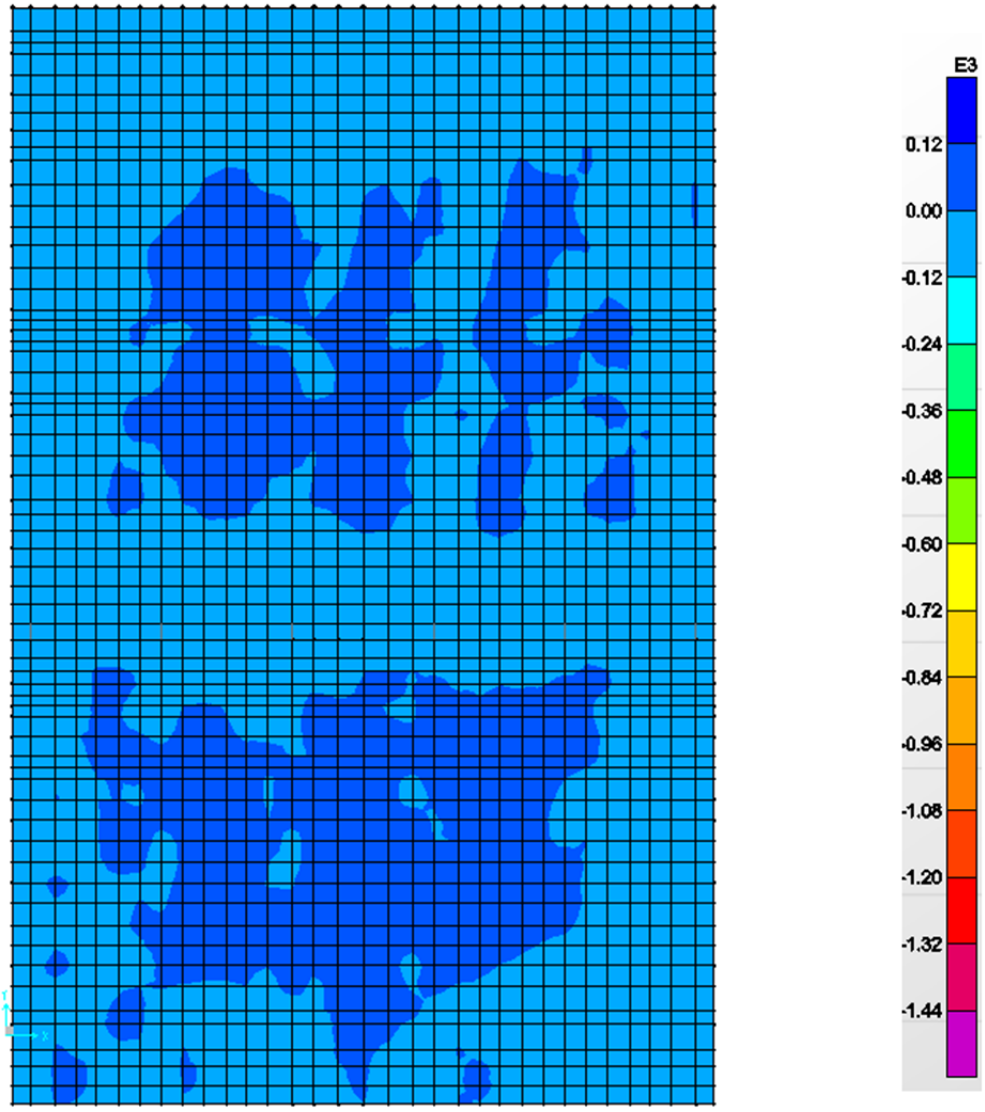


FIGURA 7-127 - SOLETTA DI IMPALCATO - LIVE LOAD - INVILUPPO MIN F22

M11 - Max [kNm/m]

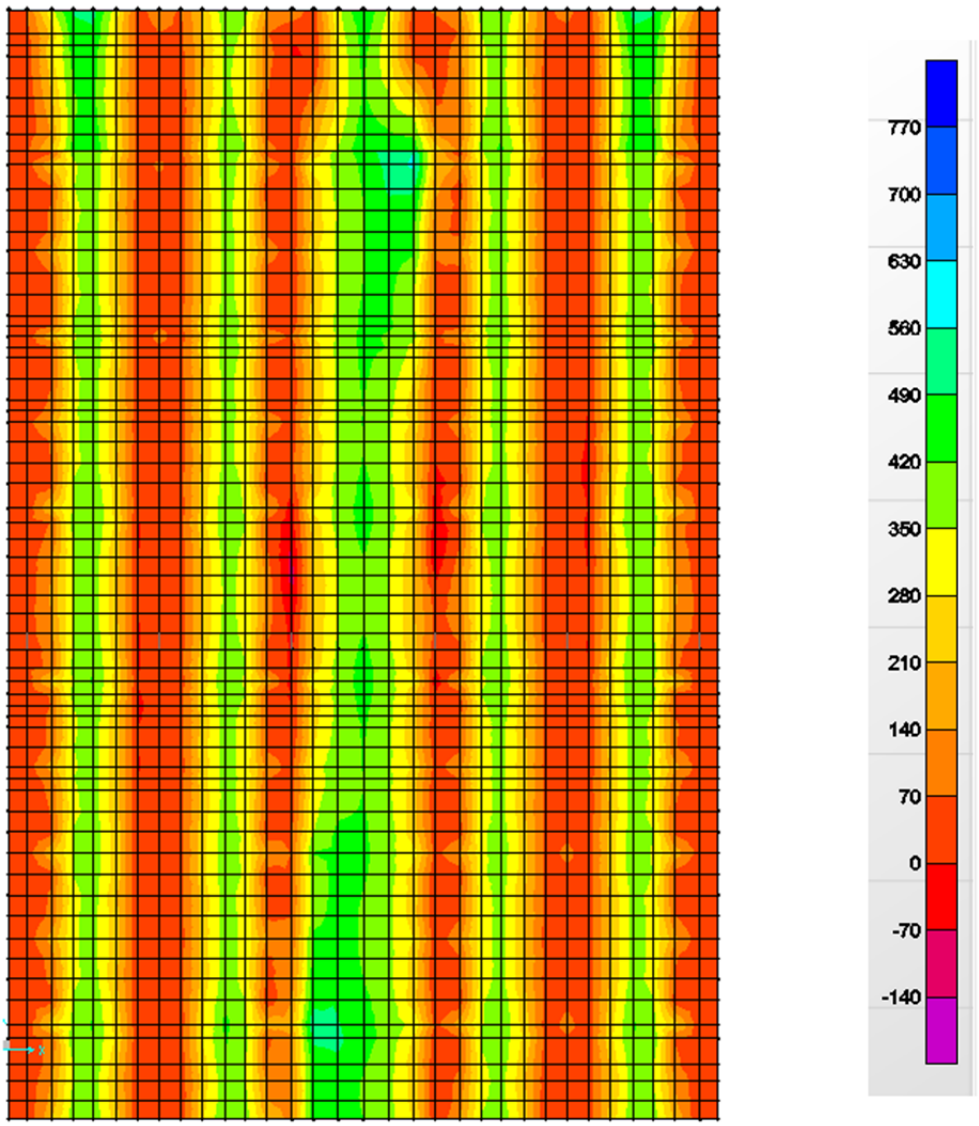


FIGURA 7-128 - SOLETTA DI IMPALCATO - LIVE LOAD - INVILUPPO MAX M11

M11 - Min [kNm/m]

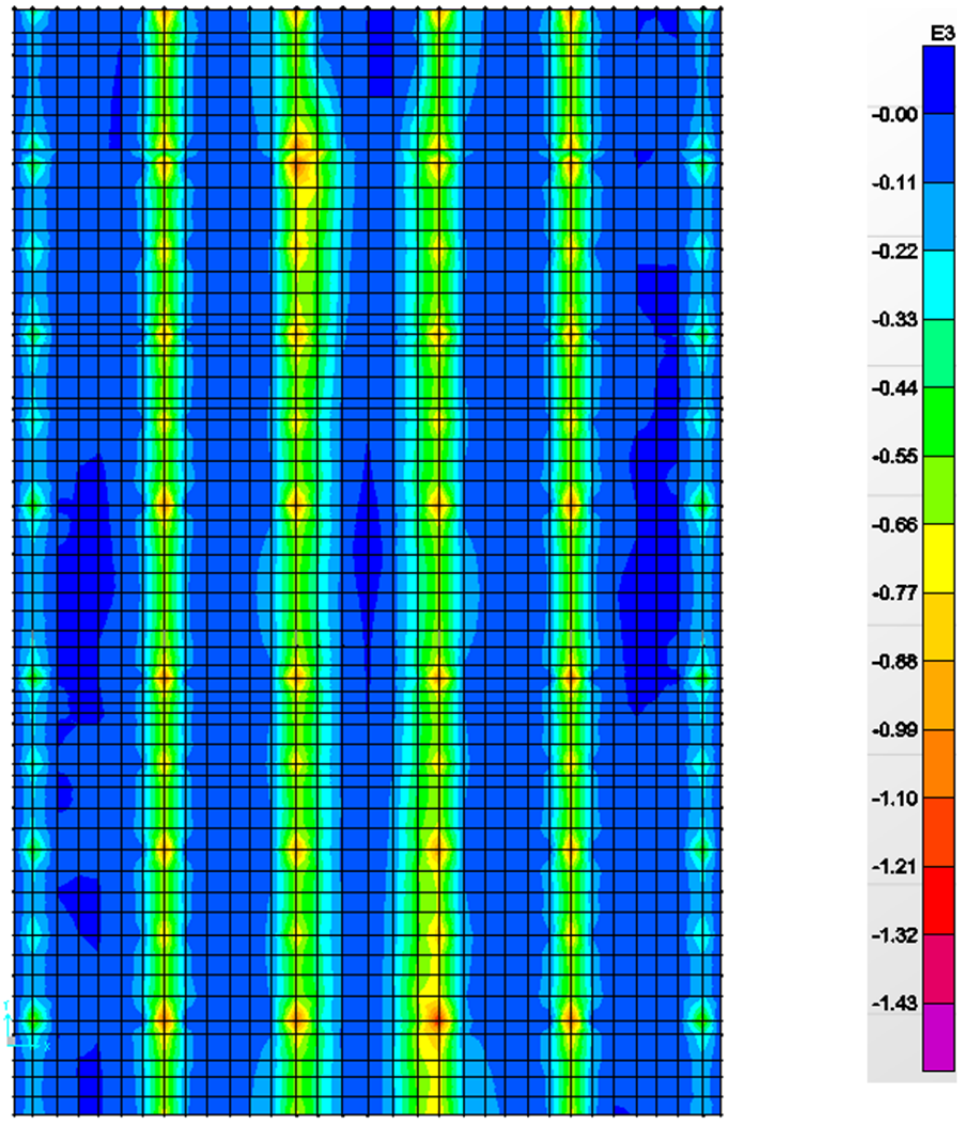


FIGURA 7-129 - SOLETTA DI IMPALCATO - LIVE LOAD - INVILUPPO MIN M11

M22 - Max[kNm/m]

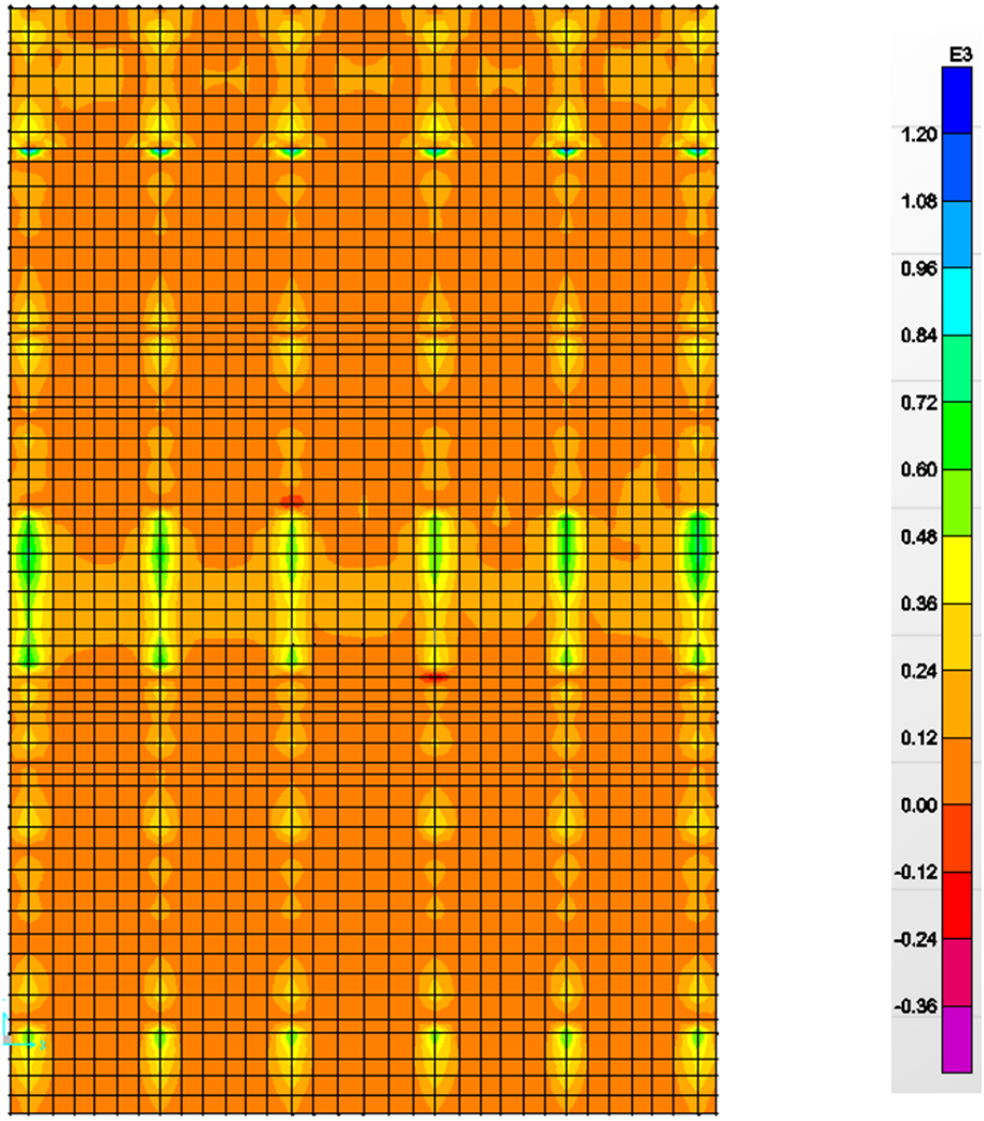


FIGURA 7-130 - SOLETTA DI IMPALCATO - LIVE LOAD - INVILUPPO MAX M22

M22 - Min [kNm/m]

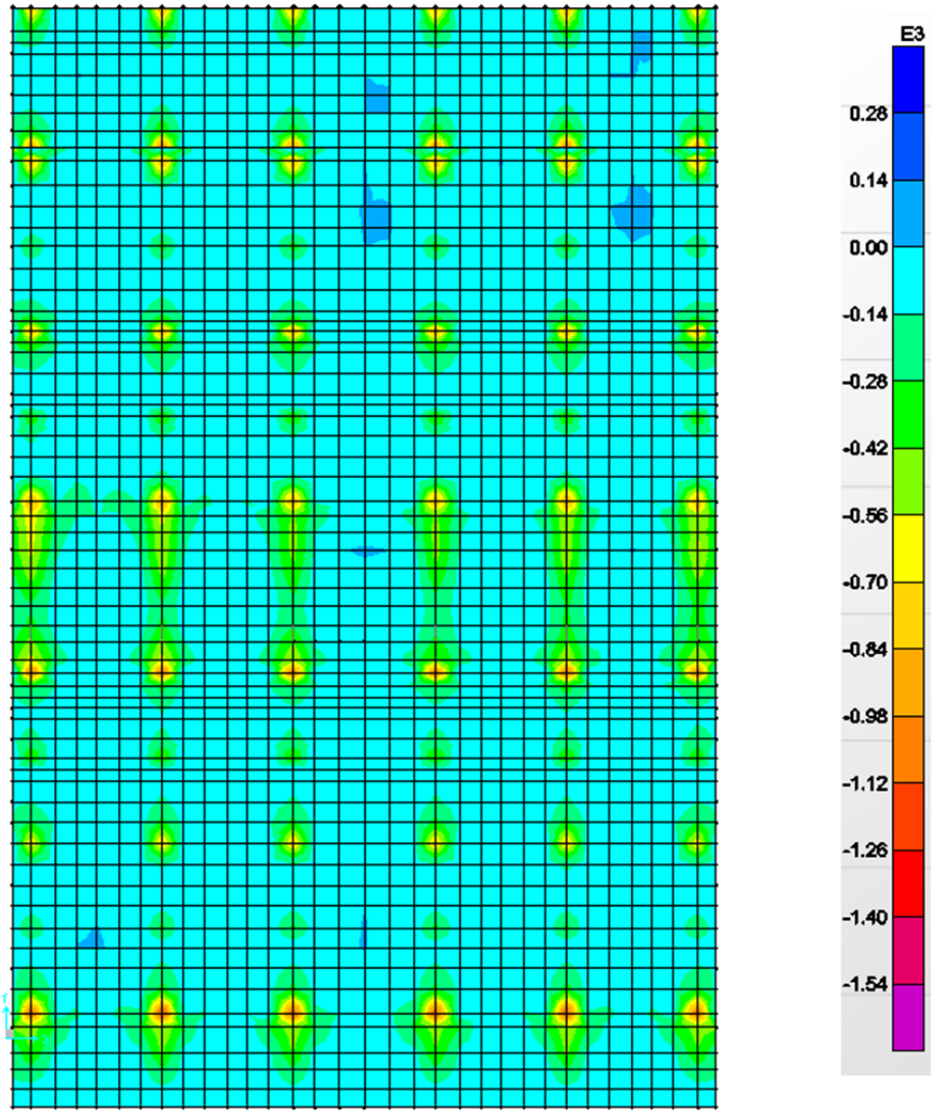


FIGURA 7-131 - SOLETTA DI IMPALCATO - LIVE LOAD - INVILUPPO MIN M22

V13 - Max[kN/m]

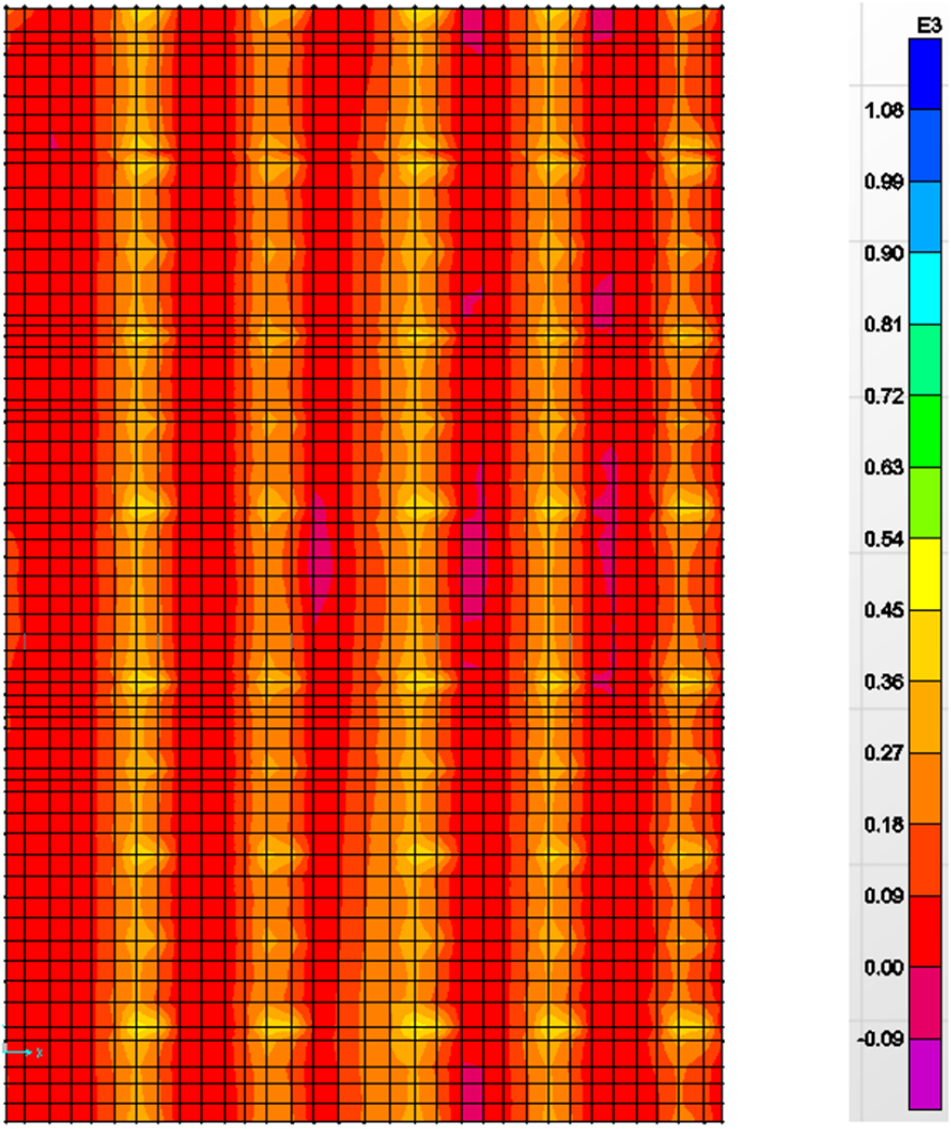


FIGURA 7-132 - SOLETTA DI IMPALCATO - LIVE LOAD - INVILUPPO MAX V13

V13 - Min [kN/m]

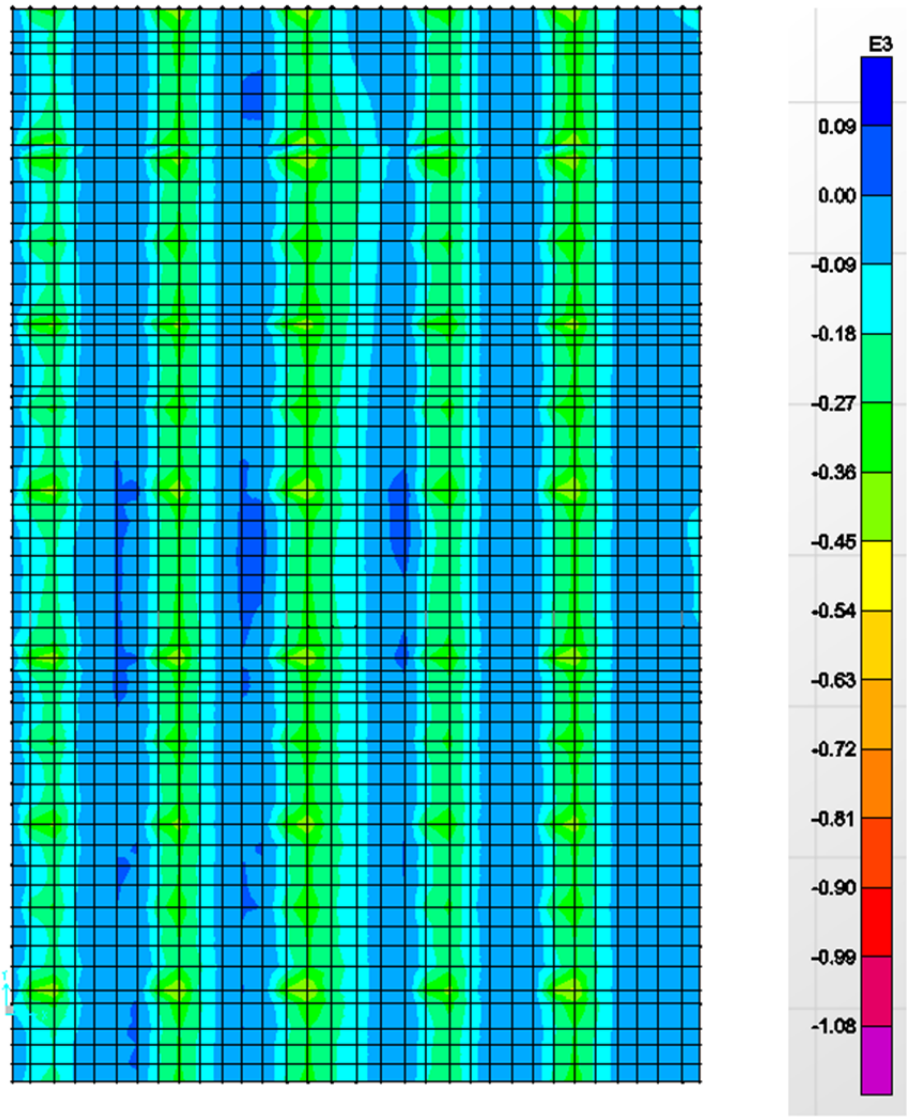


FIGURA 7-133 - SOLETTA DI IMPALCATO - LIVE LOAD - INVILUPPO MIN V13

V23 - Max [kN/m]

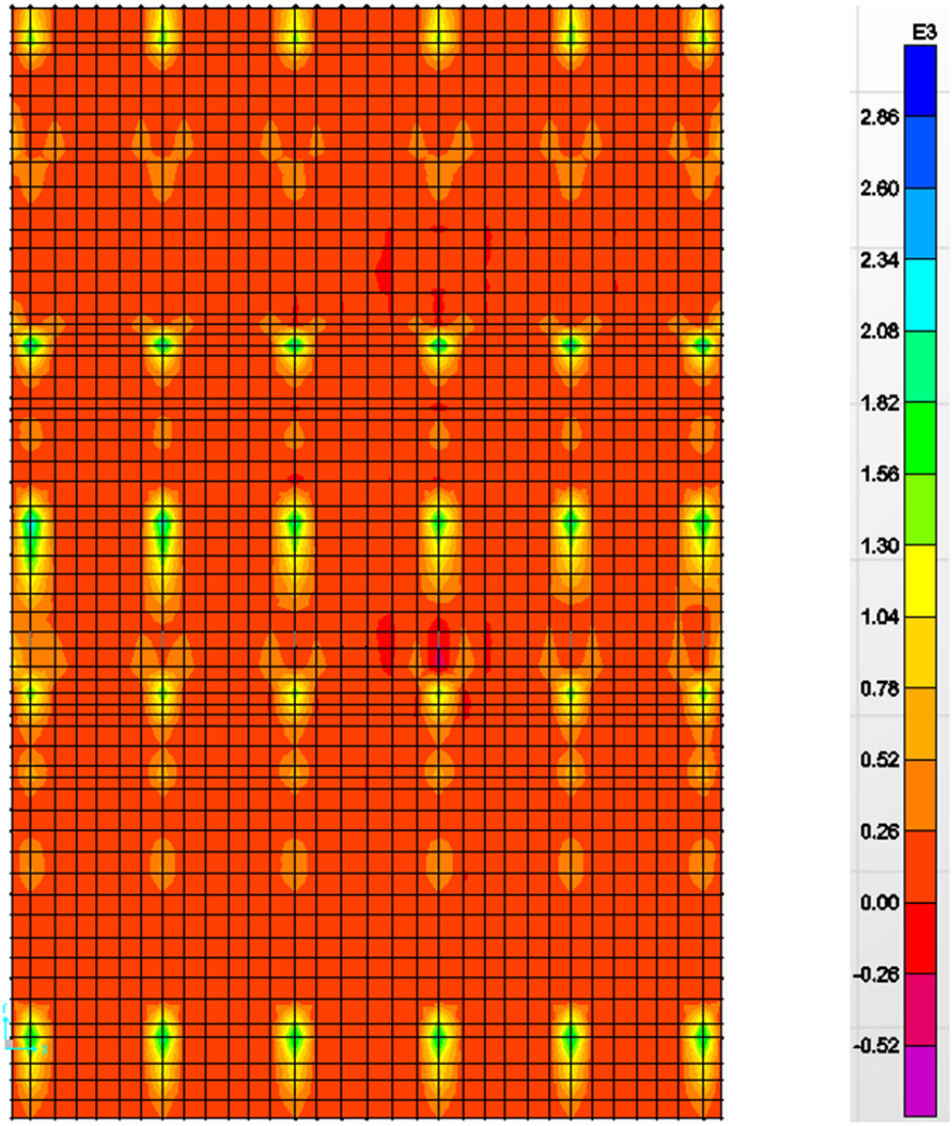


FIGURA 7-134 - SOLETTA DI IMPALCATO - LIVE LOAD - INVILUPPO MAX V23

V23 - Min [kN/m]

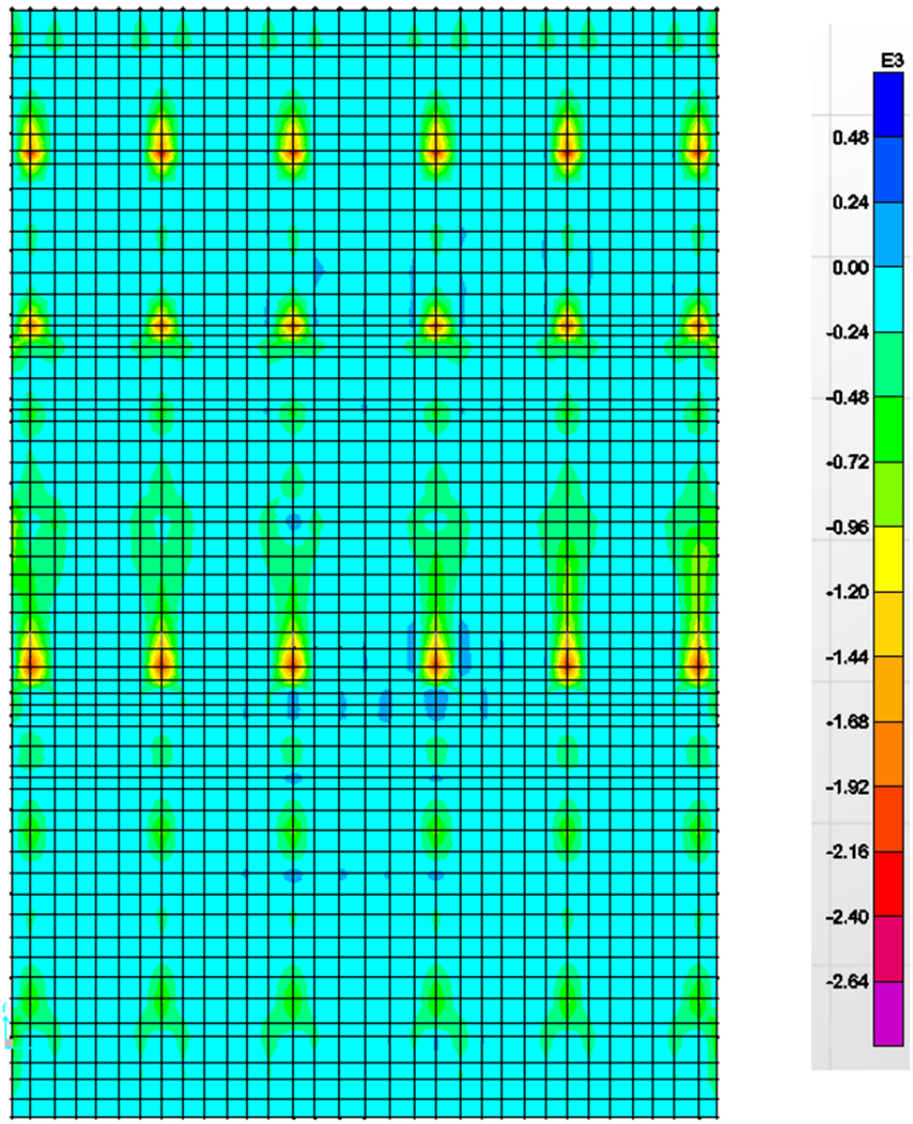


FIGURA 7-135 - SOLETTA DI IMPALCATO - LIVE LOAD - INVILUPPO MIN V23

Sisma in direzione X - Tr=475 anni q=2.5

F11 - [kNm/m]

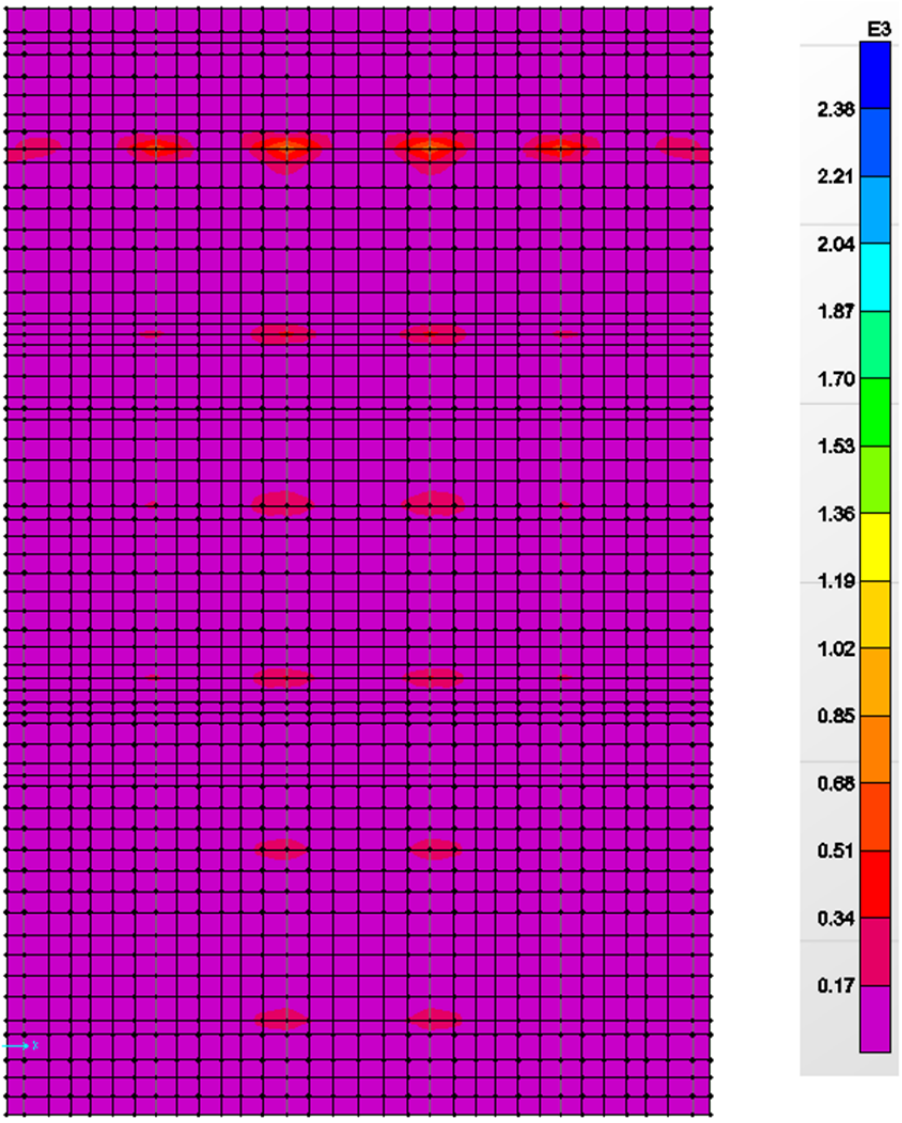


FIGURA 7-136 - SOLETTA DI IMPALCATO - SISMA IN X - F11

F22 - [kNm/m]

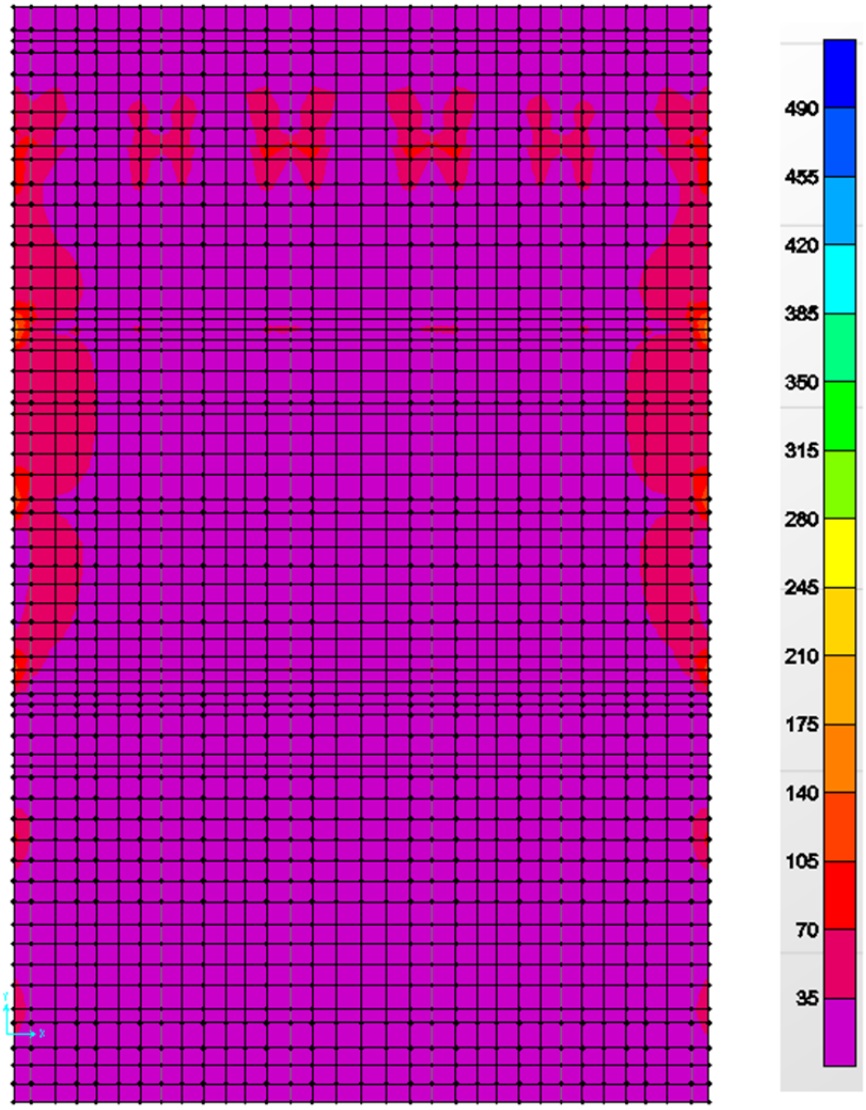


FIGURA 7-137 - SOLETTA DI IMPALCATO - SISMA IN X - F22

M11 - [kNm/m]

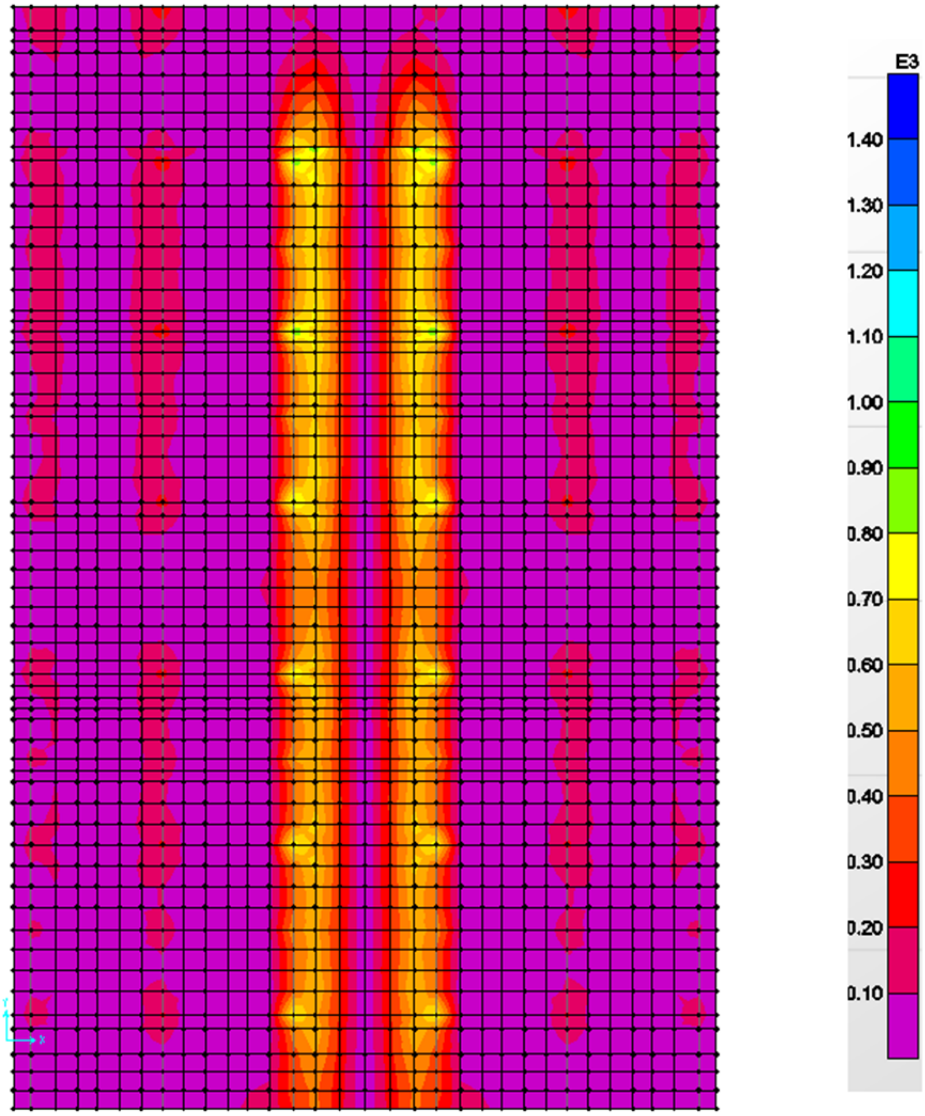


FIGURA 7-138 - SOLETTA DI IMPALCATO - SISMA IN X - M11

M22 - [kNm/m]

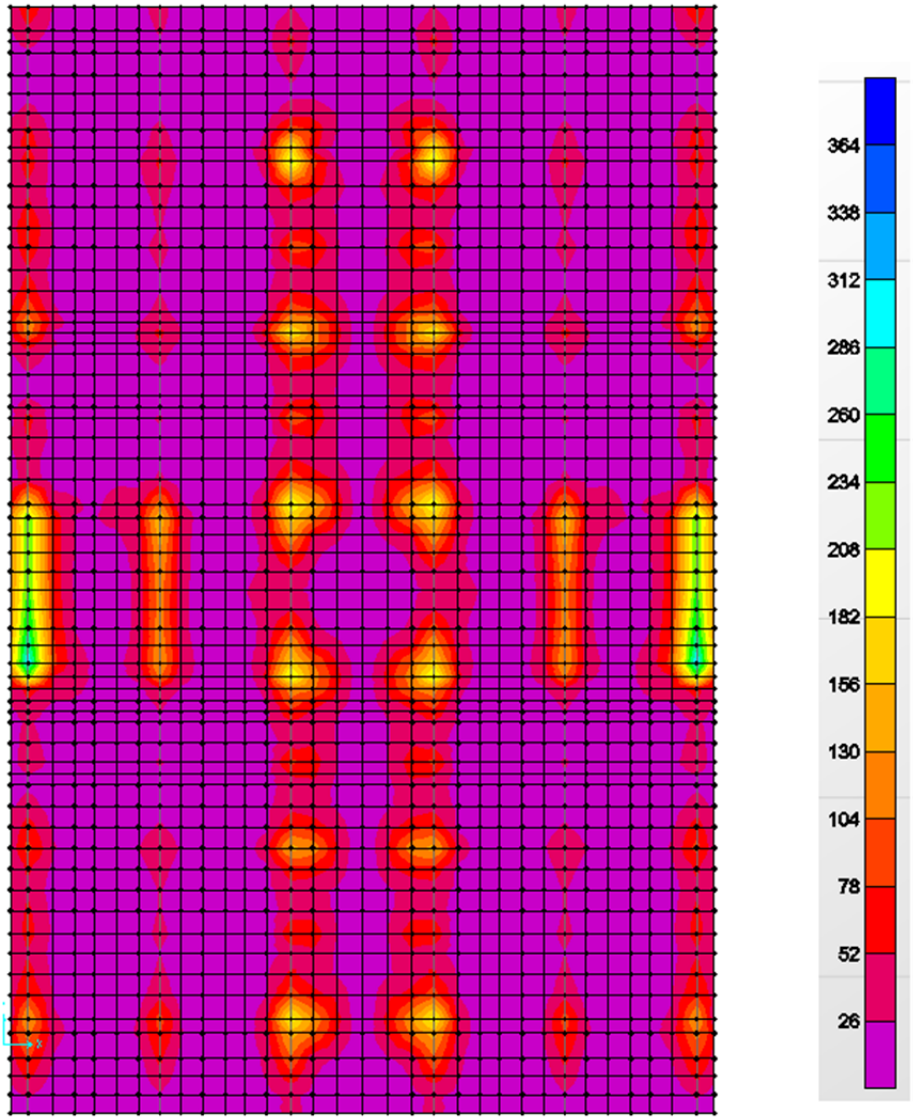


FIGURA 7-139 - SOLETTA DI IMPALCATO - SISMA IN X - M22

V13 - [kNm/m]

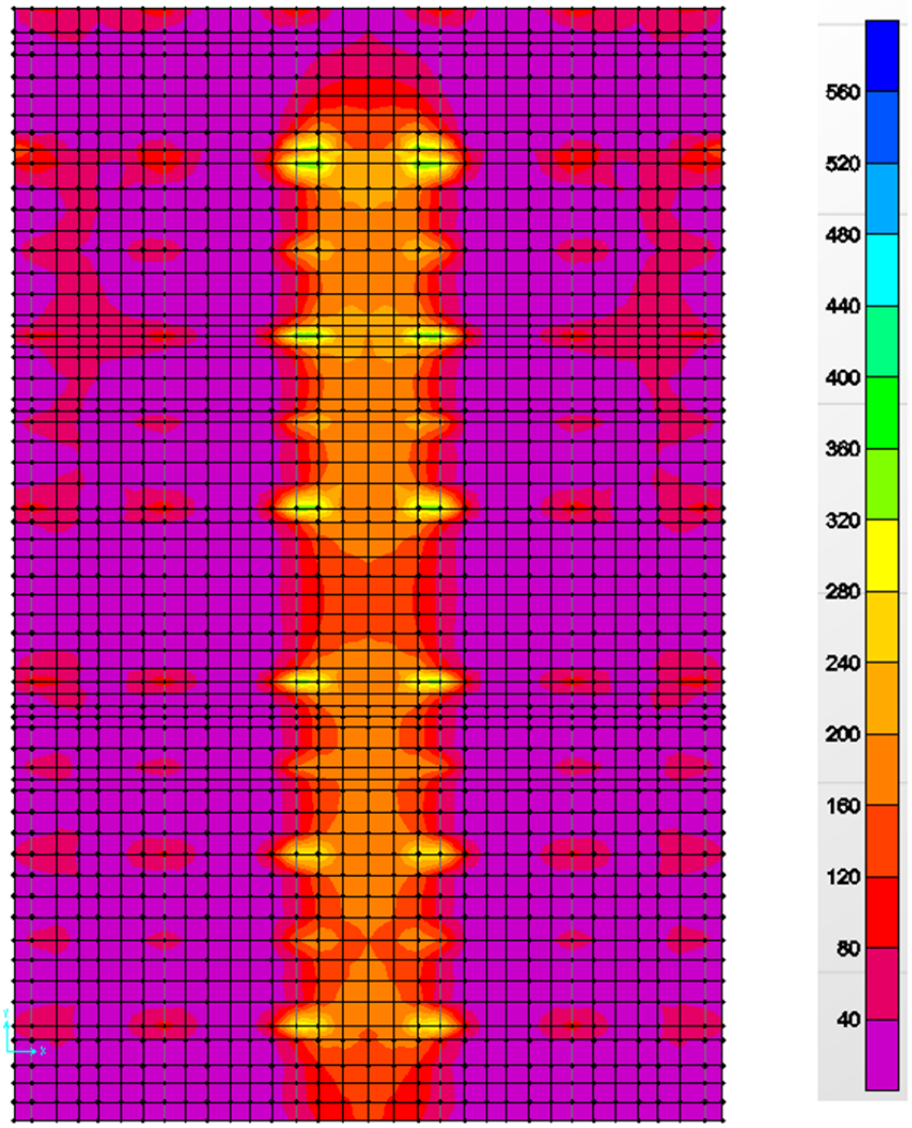


FIGURA 7-140 - SOLETTA DI IMPALCATO - SISMA IN X - V13

V23 - [kNm/m]

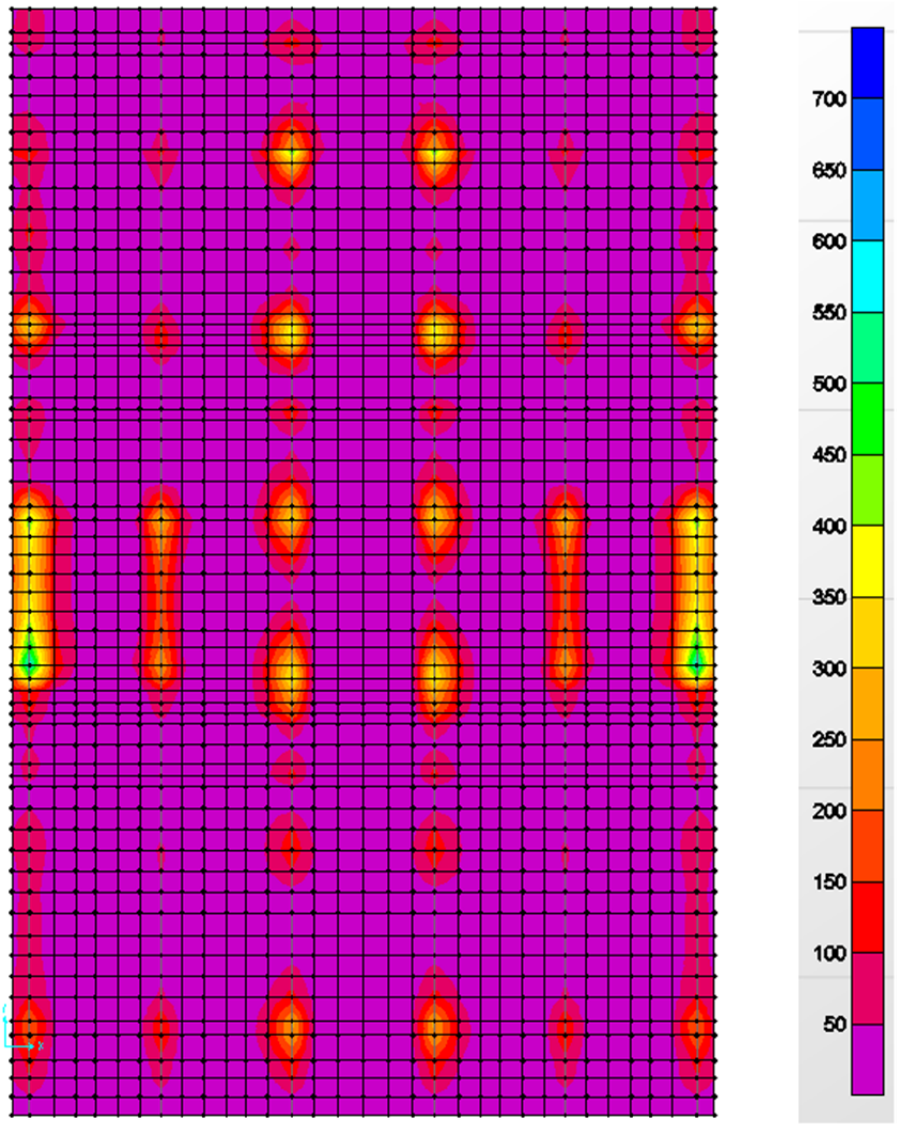


FIGURA 7-141 - SOLETTA DI IMPALCATO - SISMA IN X - V23

Sisma in direzione Y - Tr=475 anni q=2.5

F11 [kNm/m]

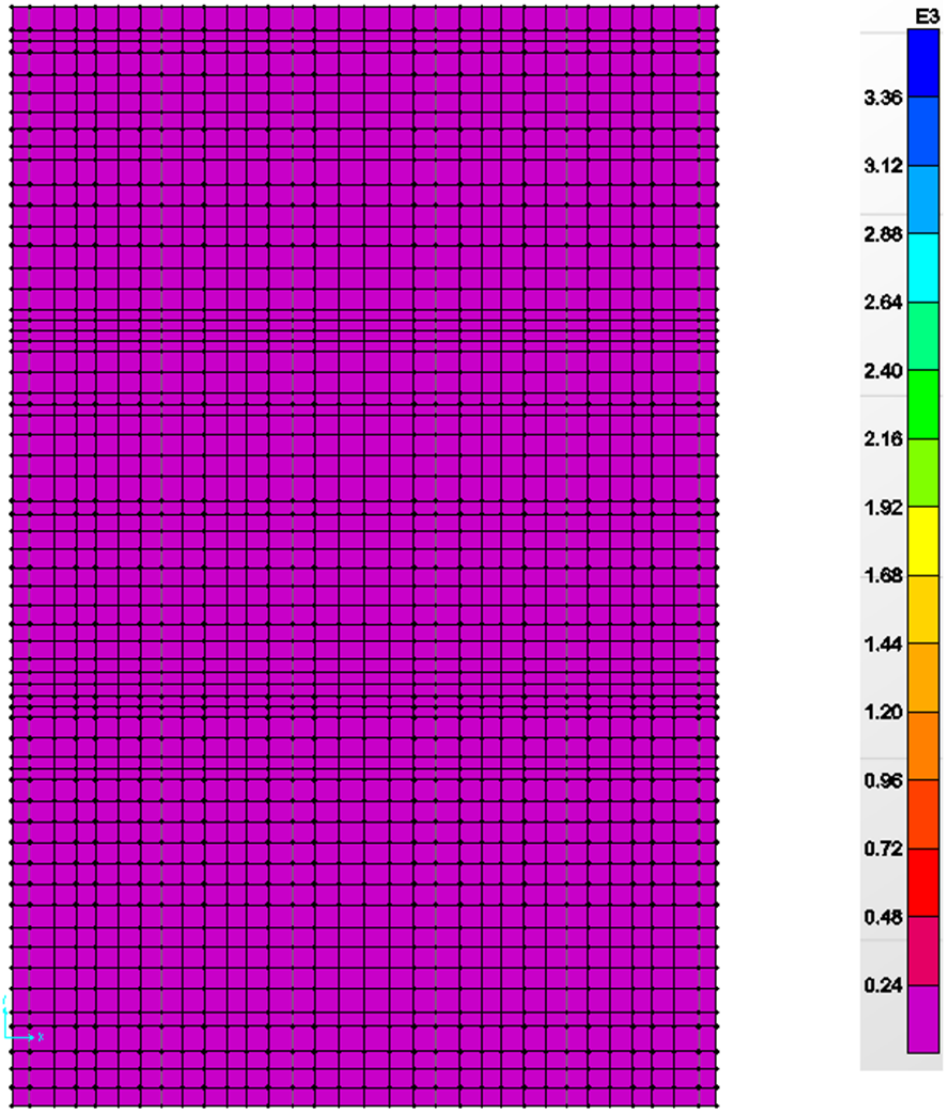


FIGURA 7-142 - SOLETTA DI IMPALCATO - SISMA IN Y - F11

F22 [kNm/m]

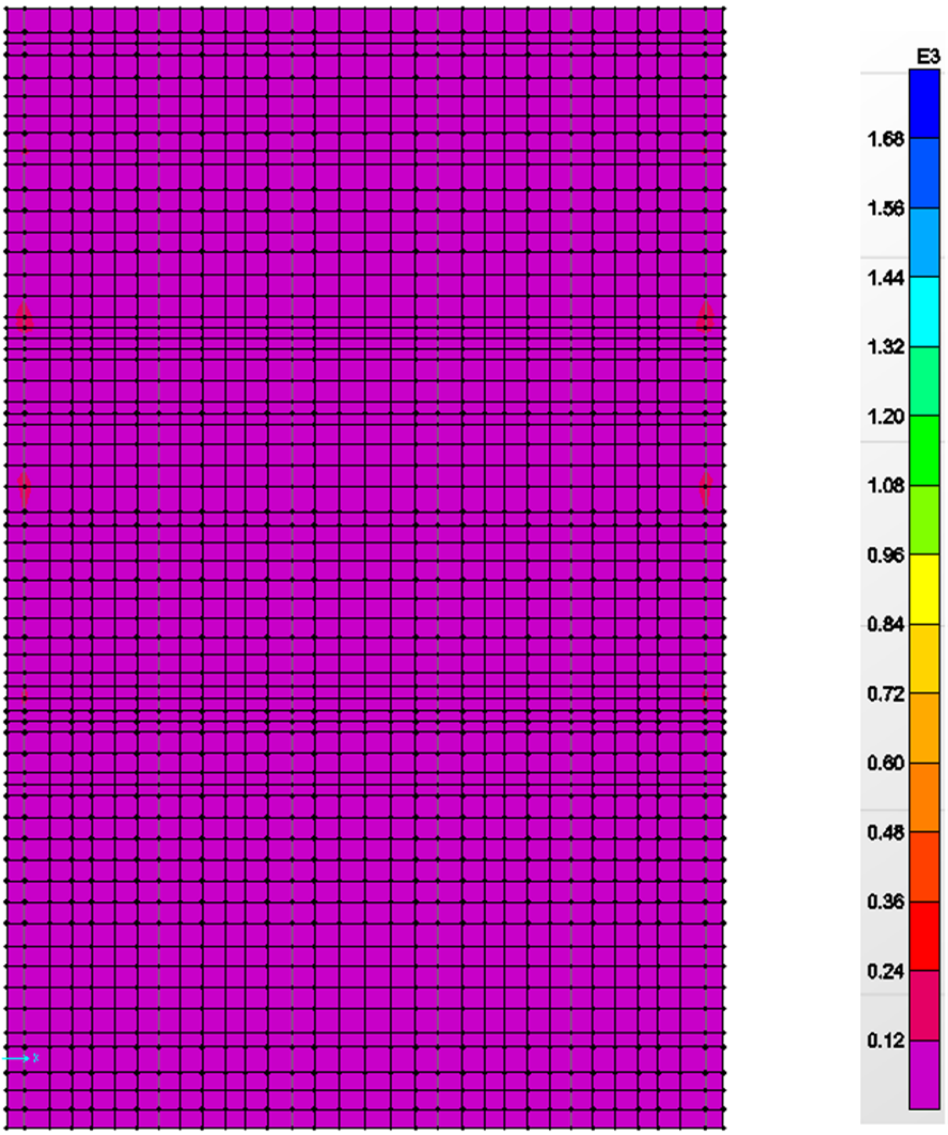


FIGURA 7-143 - SOLETTA DI IMPALCATO - SISMA IN Y - F22

M11 [kNm/m]

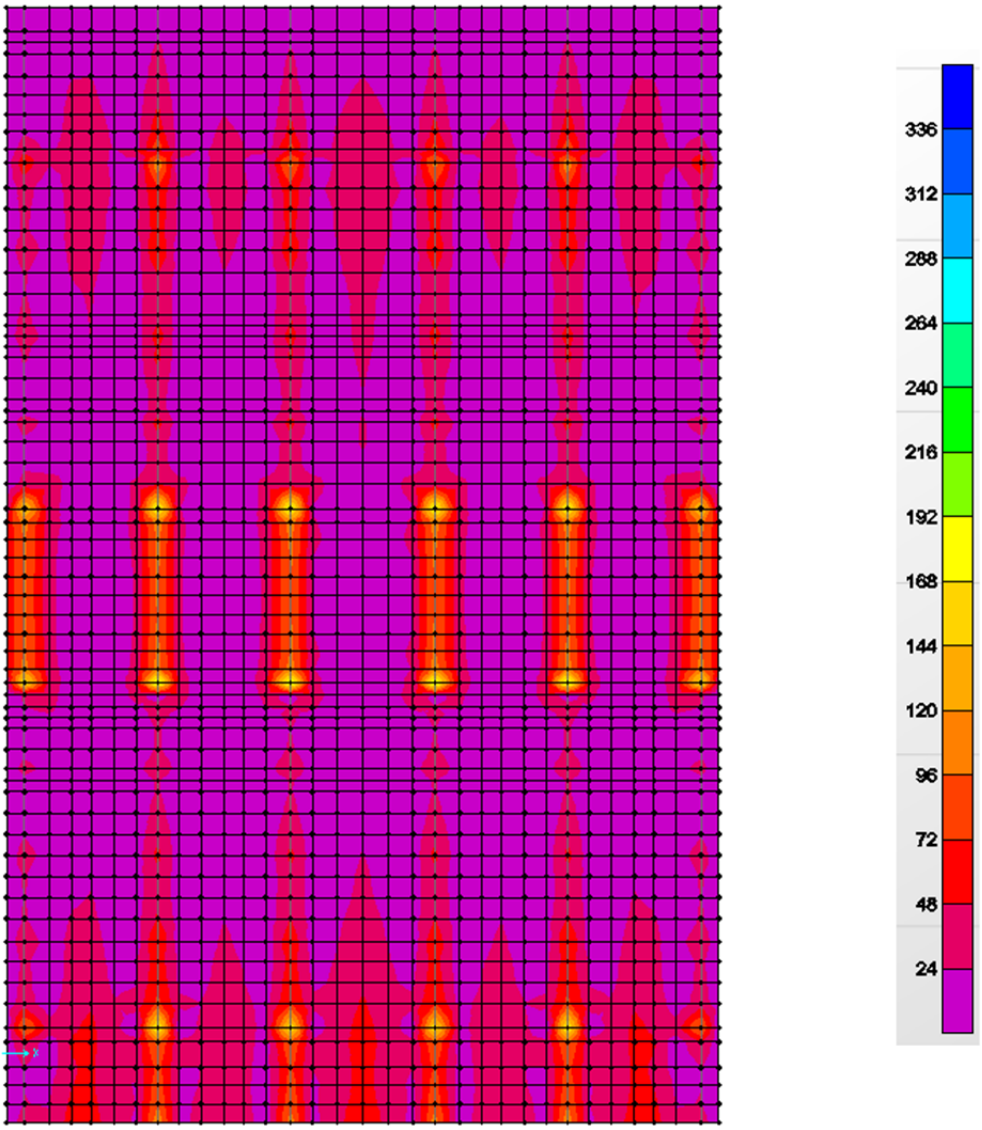


FIGURA 7-144 - SOLETTA DI IMPALCATO - SISMA IN Y - M11

M22 [kNm/m]

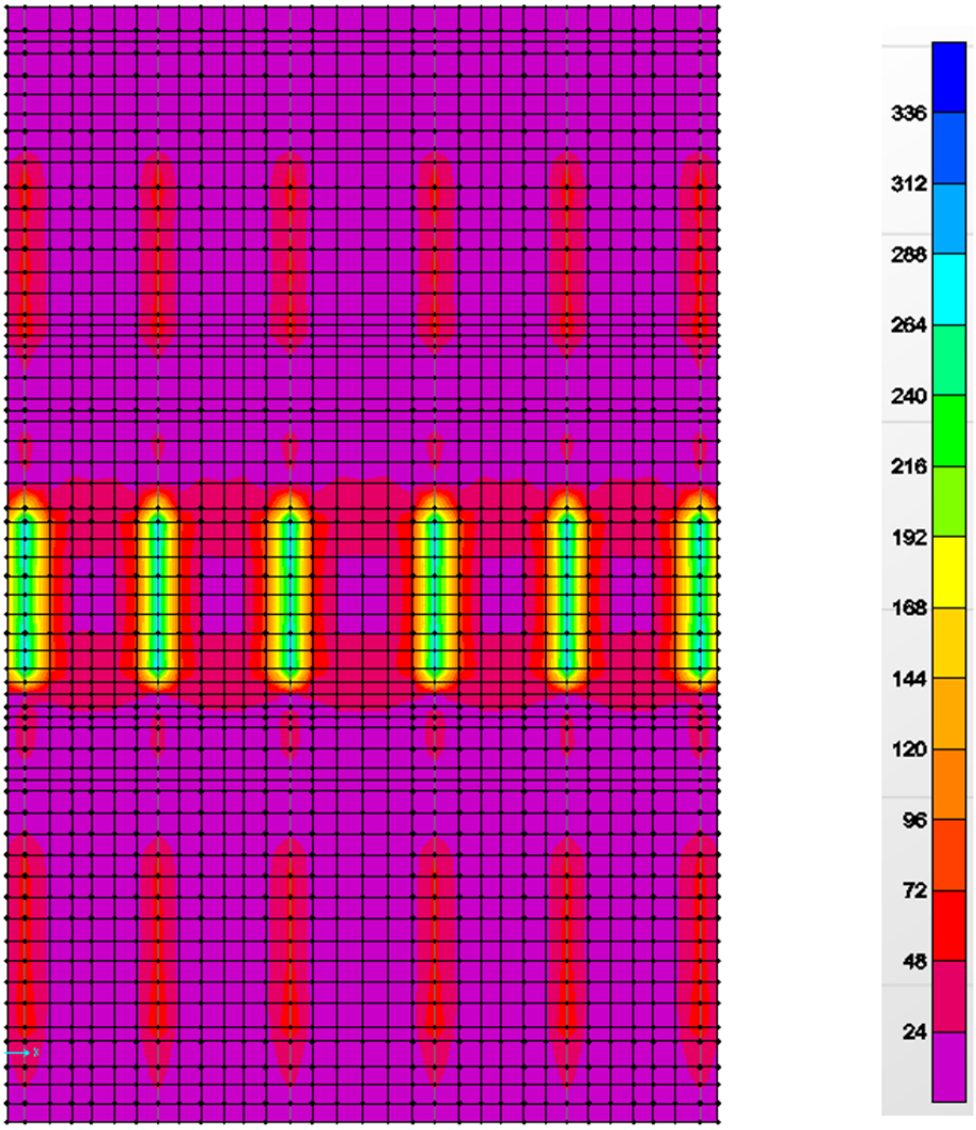


FIGURA 7-145 - SOLETTA DI IMPALCATO - SISMA IN Y - M22

V13 [kN/m]

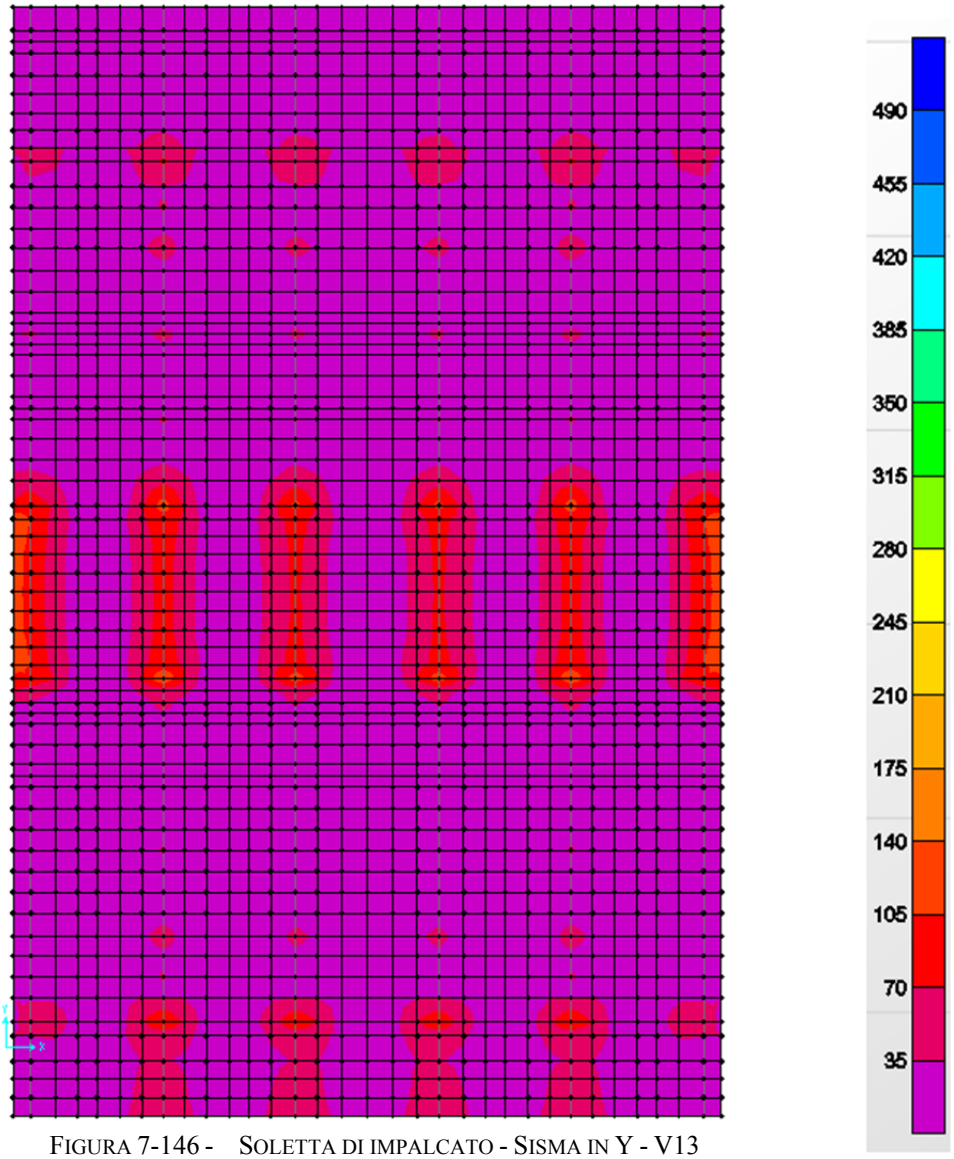


FIGURA 7-146 - SOLETTA DI IMPALCATO - SISMA IN Y - V13

V23 [kN/m]

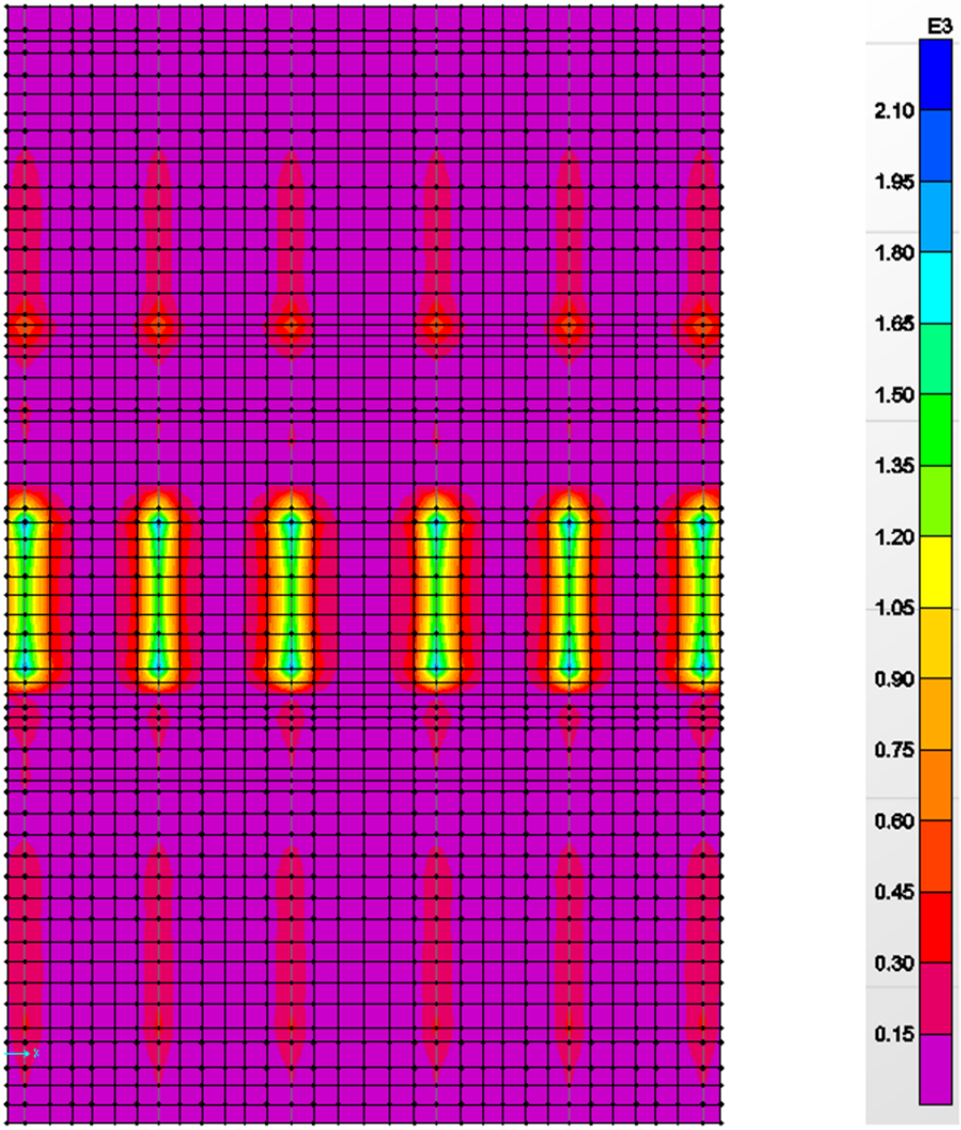


FIGURA 7-147 - SOLETTA DI IMPALCATO - SISMA IN Y - V23

Azioni locali in soletta

Sia per quanto riguarda il carico dovuto ai "piedi" dei containers ed alle gru impilatrici, si riportano solamente i diagrammi relativi alle condizioni di carico maggiormente sfavorevoli per la soletta di impalcato centrale, ovvero le condizioni COND_A e RMG_C.

Condizione di carico GRU impilatrice - RMG_C

M11 [kNm/m]

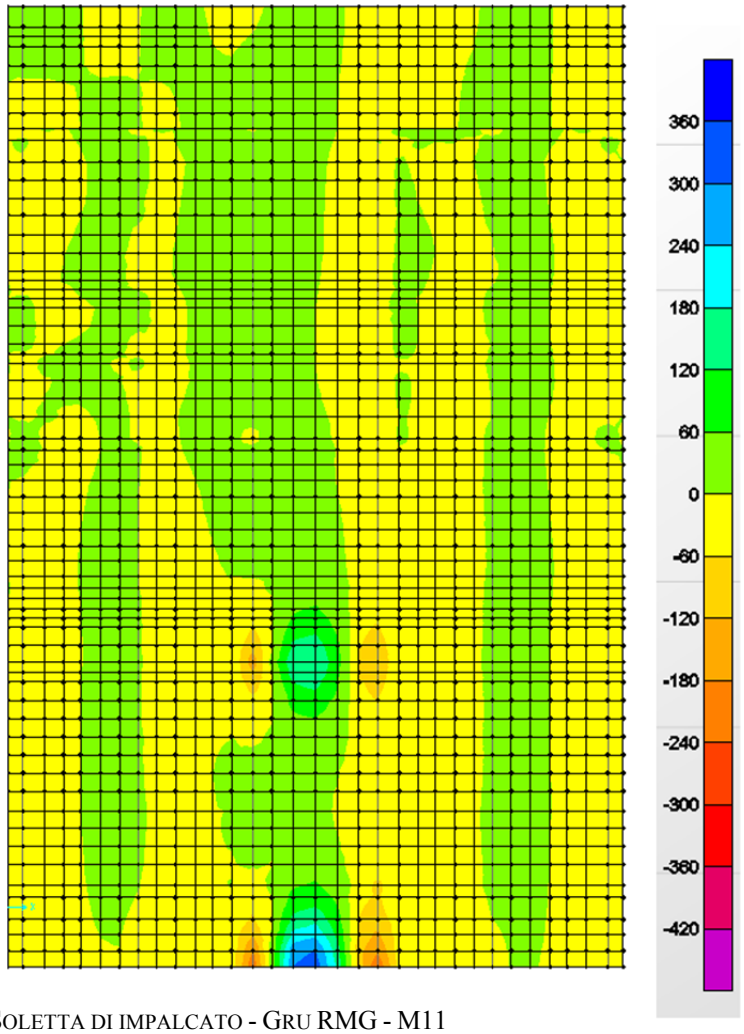


FIGURA 7-148 - SOLETTA DI IMPALCATO - GRU RMG - M11

M22 [kNm/m]

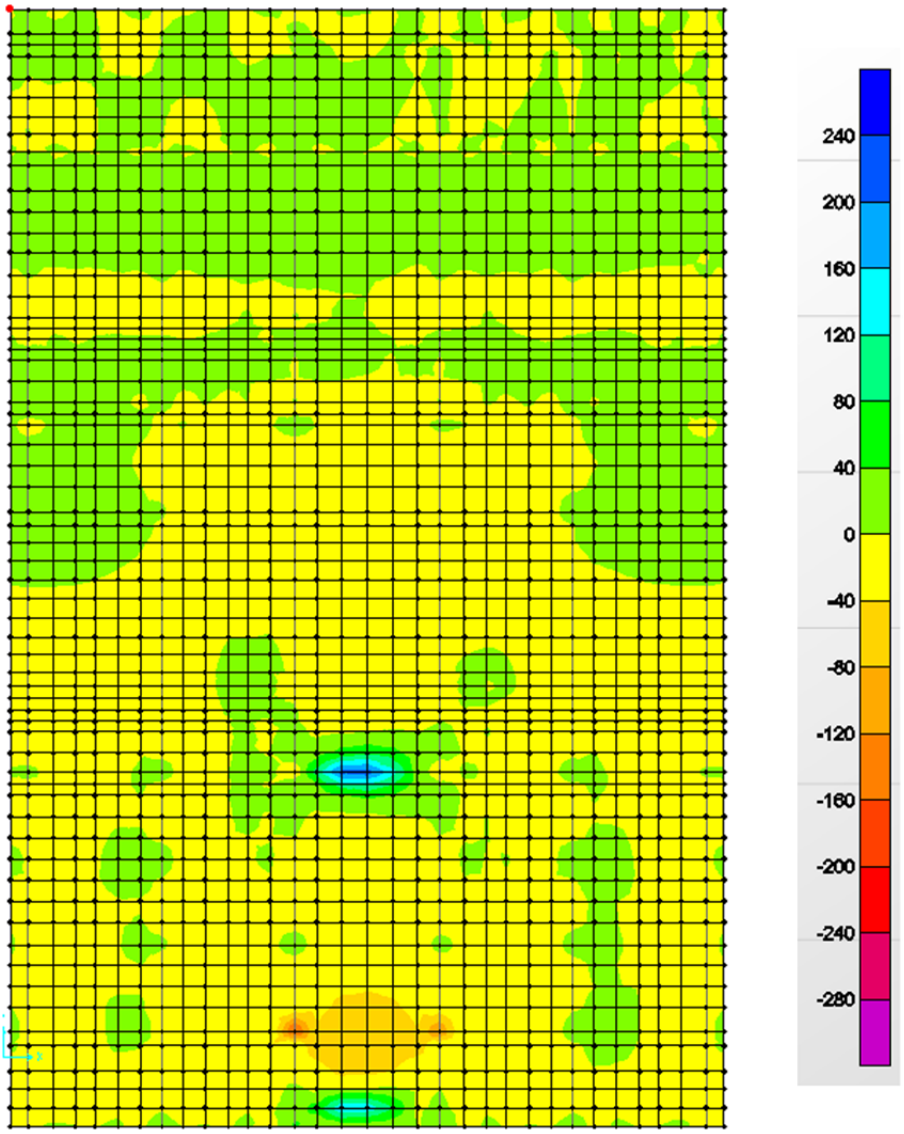


FIGURA 7-149 - SOLETTA DI IMPALCATO - GRU RMG - M22

V13 [kN/m]

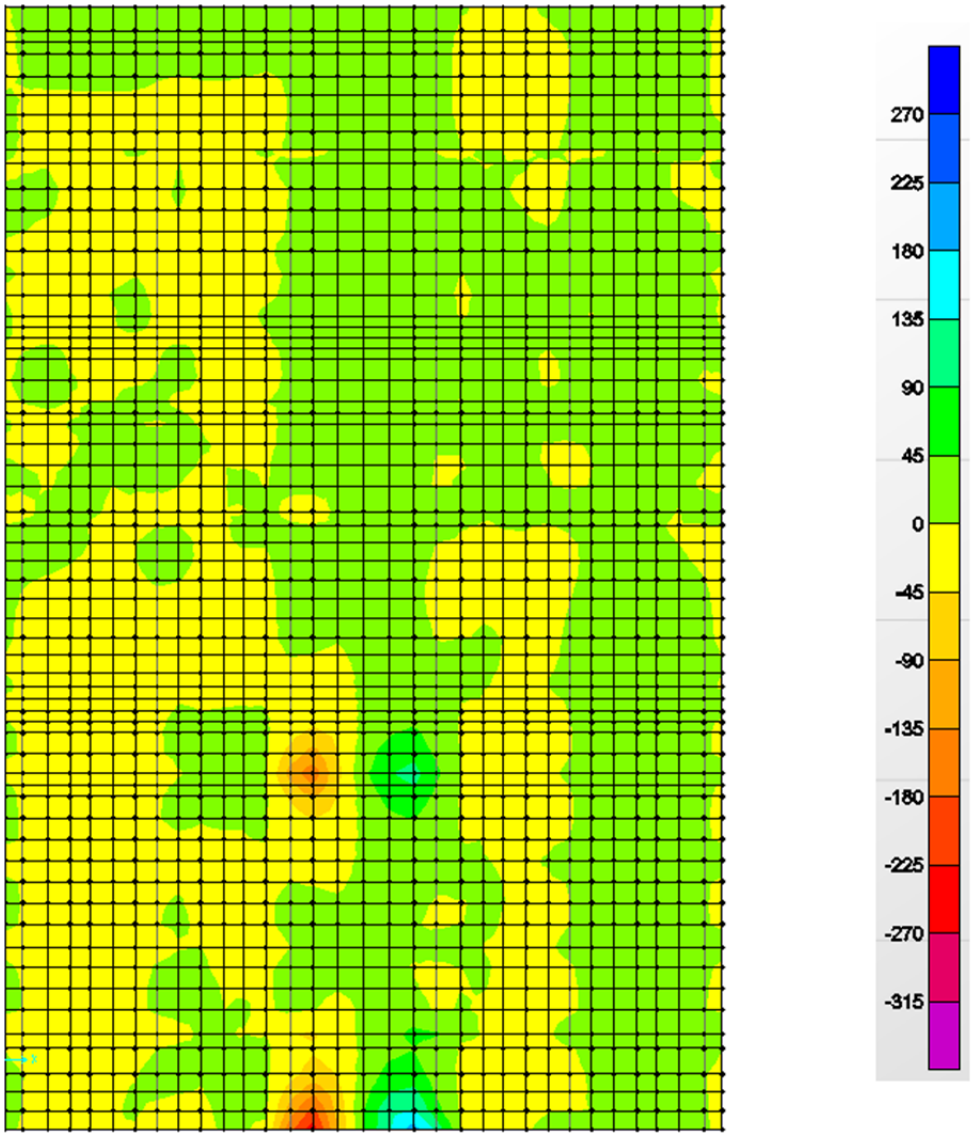


FIGURA 7-150 - SOLETTA DI IMPALCATO - GRU RMG - V13

V23 [kN/m]

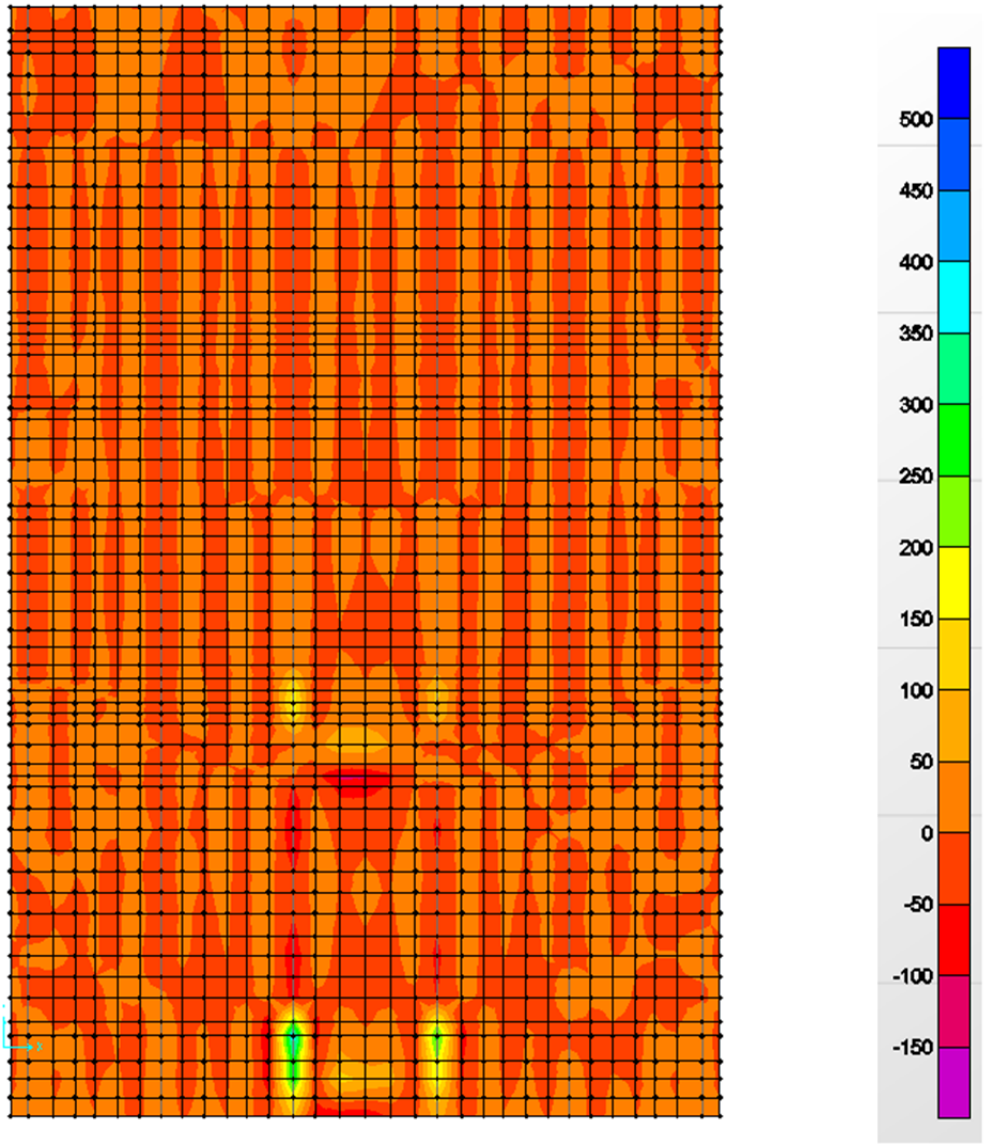


FIGURA 7-151 - SOLETTA DI IMPALCATO - GRU RMG - V23

Condizione di carico piedi containers - CONT_A

M11 [kNm/m]

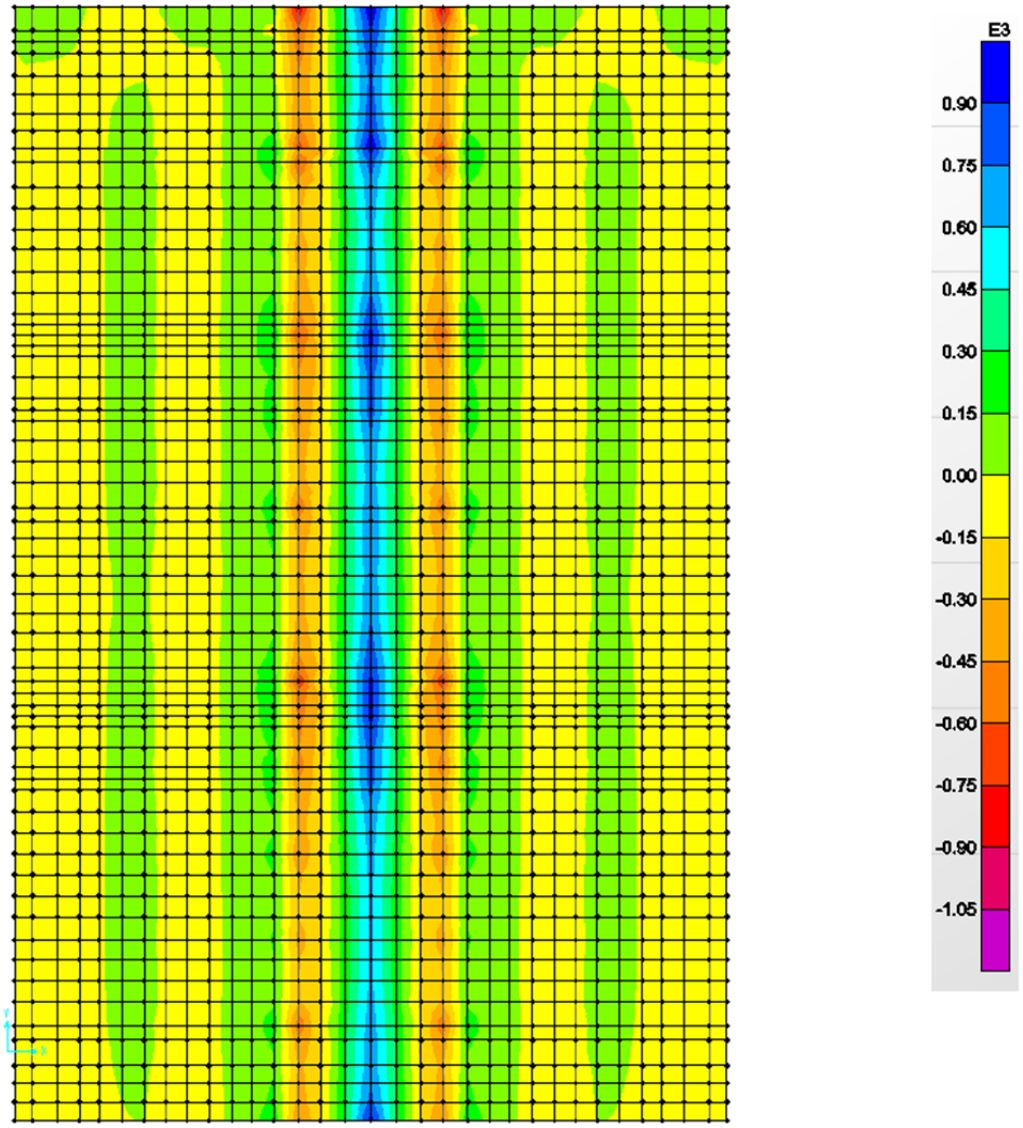


FIGURA 7-152 - SOLETTA DI IMPALCATO -CARICO CONTAINER CONT_A - M11

M22 [kNm/m]

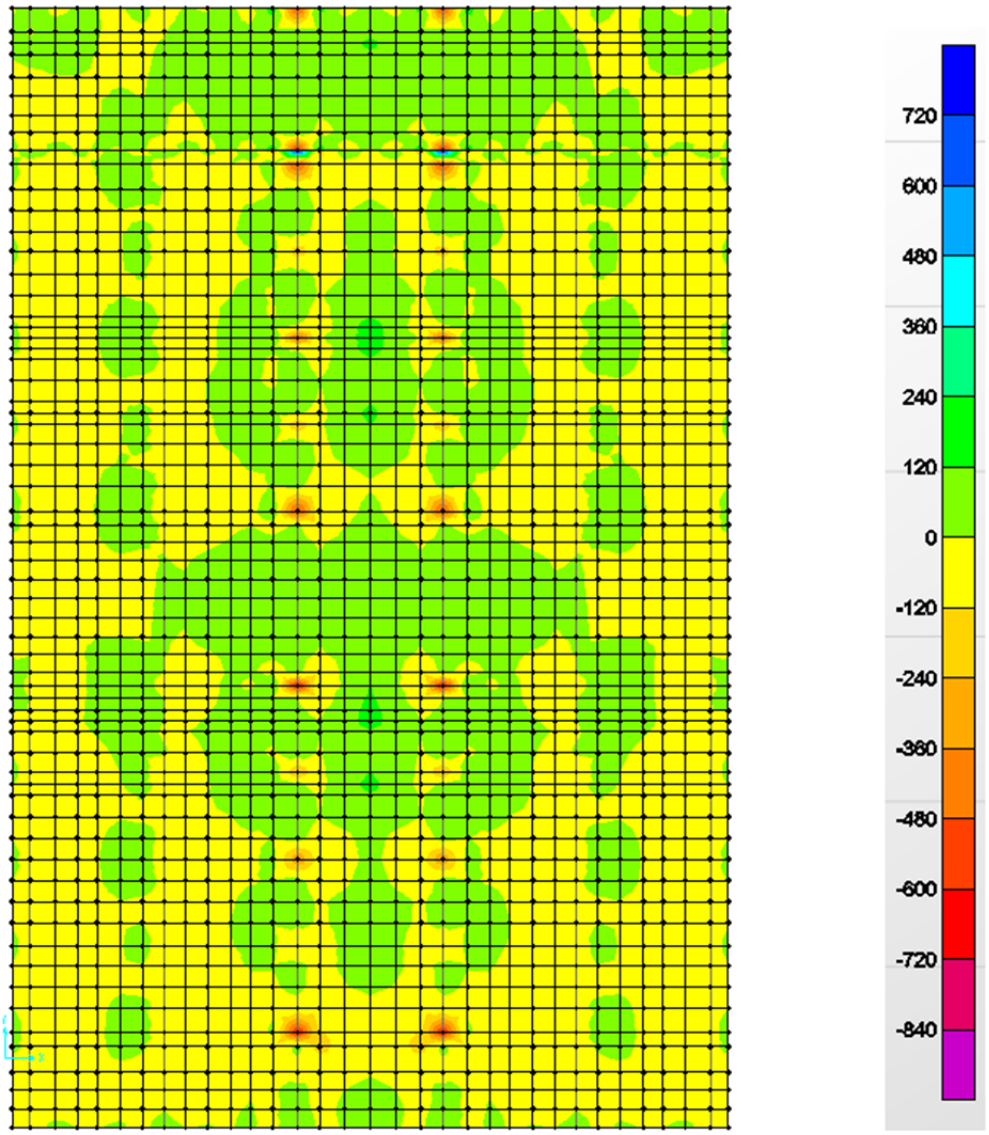


FIGURA 7-153 - SOLETTA DI IMPALCATO -CARICO CONTAINER CONT_A - M22

V13 [kN/m]

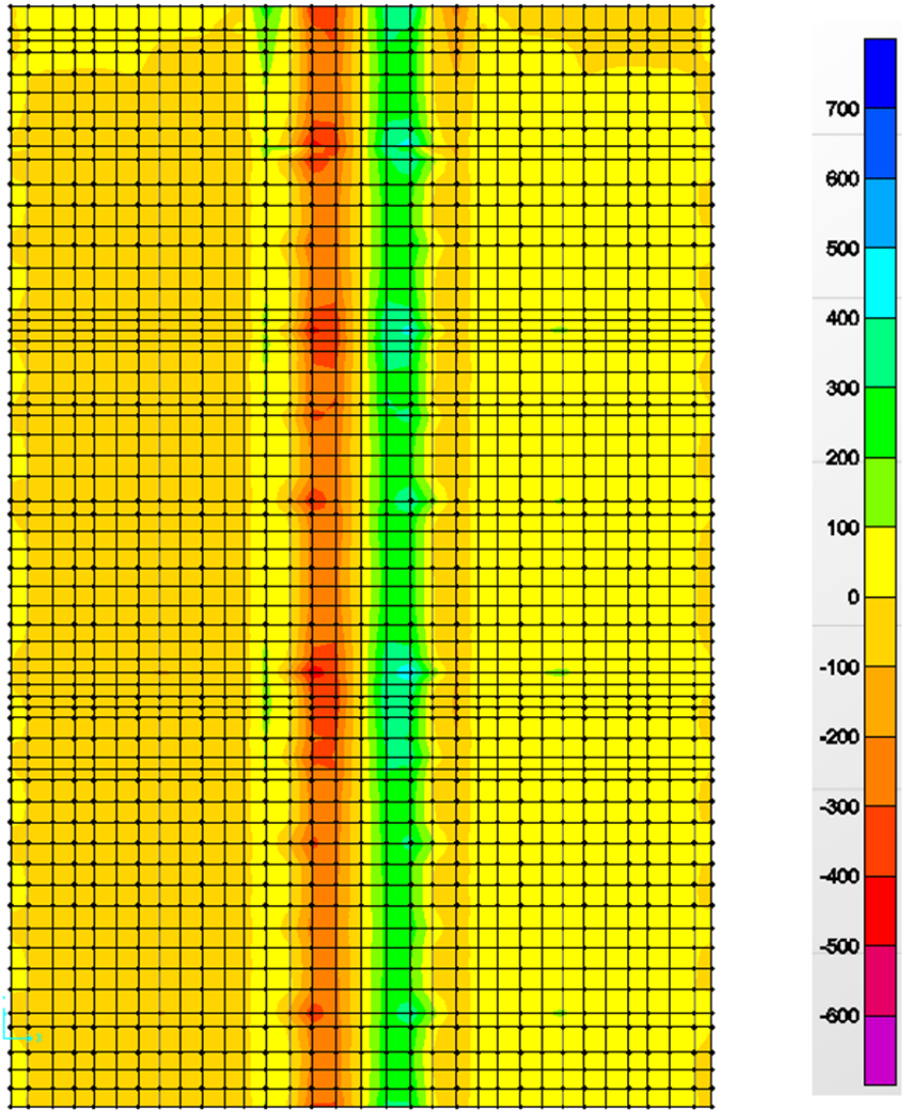


FIGURA 7-154 - SOLETTA DI IMPALCATO -CARICO CONTAINER CONT_A - V13

V23 [kN/m]

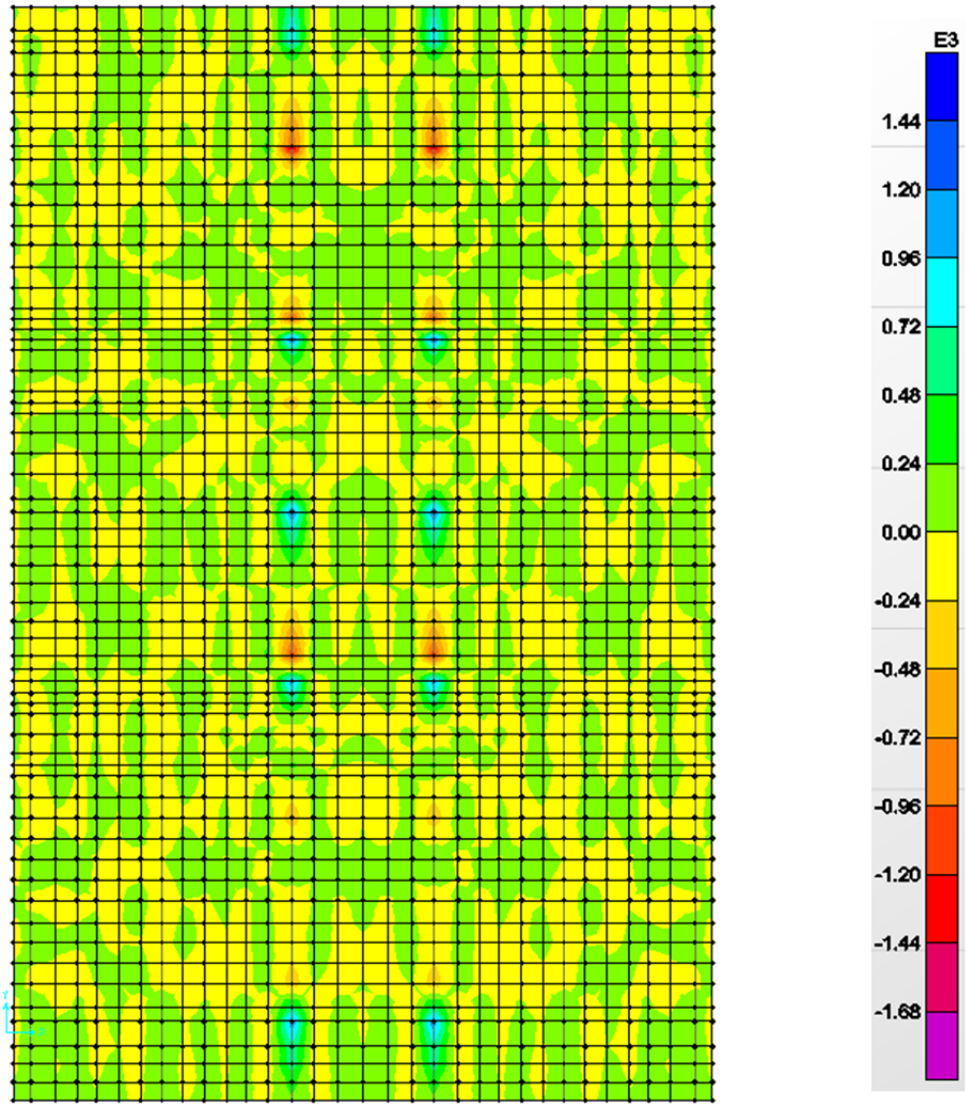


FIGURA 7-155 - SOLETTA DI IMPALCATO -CARICO CONTAINER CONT_A - V23

7.3.3 Risultati azioni interne

La tabella seguente riporta i valori più significativi delle azioni interne in soletta relative alle condizioni di carico studiate:

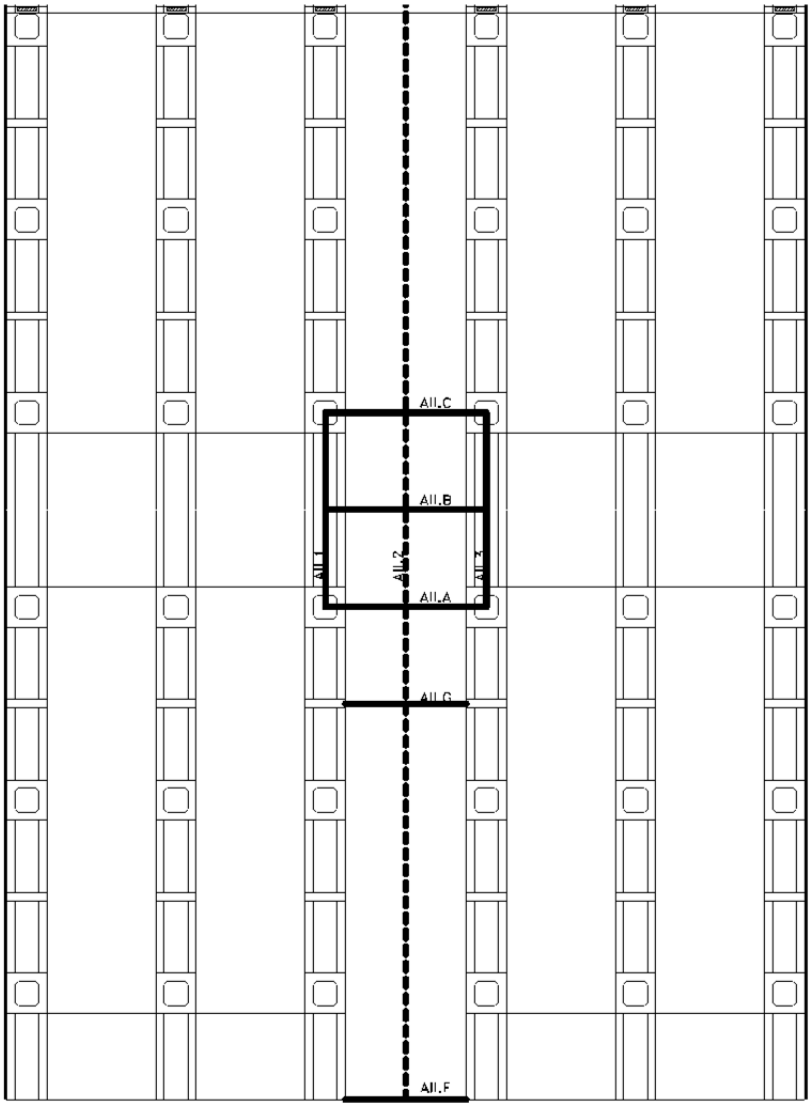


FIGURA 7-156 - SOLETTA DI IMPALCATO - ALLINEAMENTI OGGETTO DI INDAGINE

		F11 max	F11 min	F22 max	F22 min	V13 max	V13 min	V23 max	V23 min	M11 max	M11 min	M22 max	M22 min
Cond.	**Allineamento**	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]
Peso proprio	**1**			18	3			631	-715			53	-255
	2			11	7			10	-10			40	-4
	3			17	4			631	-715			53	-269
	A	-10	-8			140	-140			137	-255		
	B	-5	-3			81	-81			121	-115		
	C	-7	-6			145	-145			136	-255		
	F	-8	-15			95	-95			125	-110		
	G	-8	-11			87	-87			125	-129		
Live Load (Inviluppo)	**1**							1450	-1460			443	-782
	2							22	-16			164	-103
	3							1400	-1480			458	-730
	A					390	-380			448	-830		
	B					275	-235			404	-550		
	C					370	-380			443	-830		
Sisma X Tr=475 anni	**1**			30				300				170	
	2			2				4				1	
	3			30				300				170	
	A	240				270				694			
	B	25				140				437			
	C	320				270				702			
Sisma Y Tr=475 anni	**1**			190	48			1400					770
	2			83	24			70					120
	3			190	55			1400					780
	A	18	8			101				140			
	B	4	6			70				80			
	C	18	8			95				140			

		F11 max	F11 min	F22 max	F22 min	V13 max	V13 min	V23 max	V23 min	M11 max	M11 min	M22 max	M22 min
Condizione di carico	**Allineamento**	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]
Gru RMG Binario ext	**F**					200	-200			320	-175		
Gru RMG Binario int.	**G**					120	-120			180	-120		
Containers	**Cont_A**					450	-450			882	-650		

TABELLA 7-19 - SOLETTA DI IMPALCATO - RIEPILOGO AZIONI INTERNE

8. ALLEGATO 1: VALIDAZIONE MODELLO F.E.M.: Lc1

La condizione di carico uniforme. Lc1. è servita per testare il modello. al fine di valutare la corretta applicazione delle molle alla soletta di fondazione.
Globalmente l'impalcato agente su ciascun cassone occupa un'area pari a 29 x 36.08 = 1046.32 m^2 . per un carico totale di 73.575 x 1046.32 = 76983 kN.
Essendo l'impronta di carico del cassone sul fondo pari a 22 x 27.5 = 605 m^2. la pressione media agente attesa sarà pari a 127.24 kN/m^2.
Lo spostamento medio atteso sarà quindi pari a 127.24 / 8000 = 1.59 cm.
Dalla Lc1 si ottiene un valor medio pari a 1.57 cm. come indicato in Fig. 1.

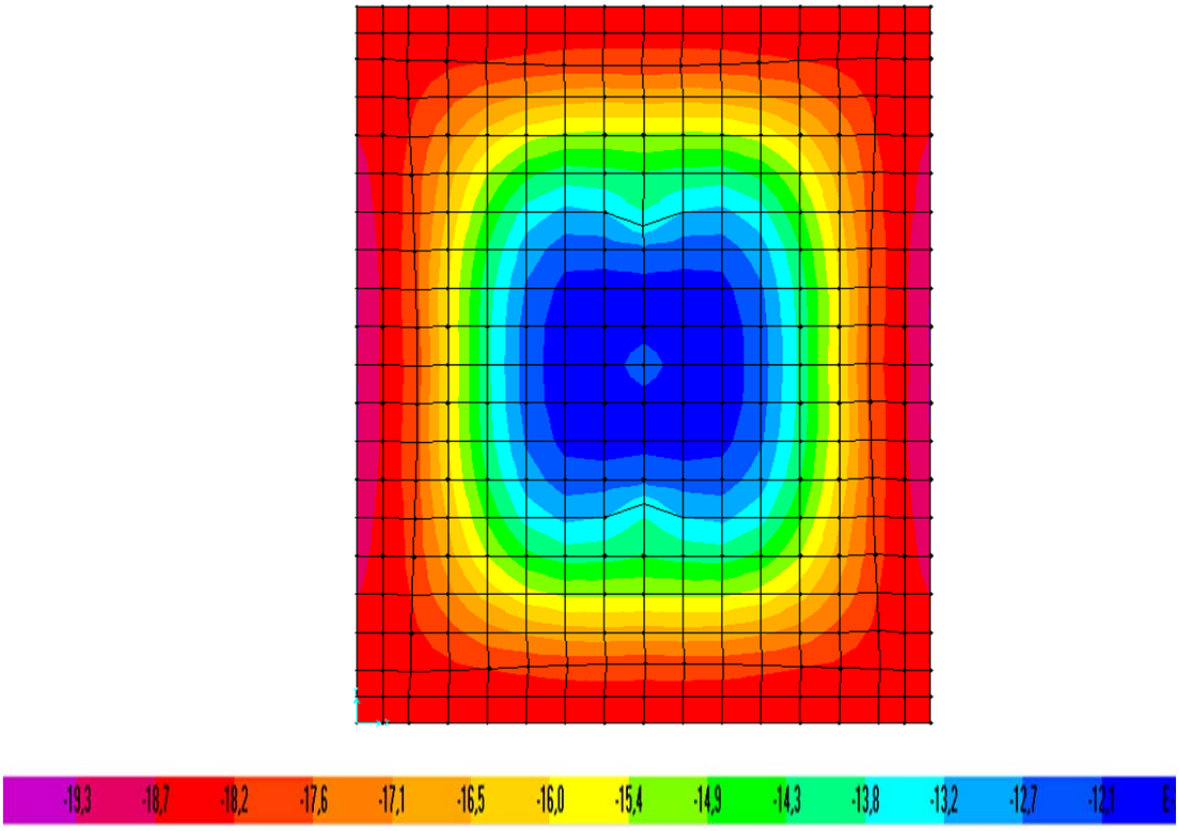


FIGURA 8-1 - LC1: ANDAMENTO SPOSTAMENTI PIANO FONDAZIONE [MM];