



PROVINCIA DI MANTOVA
Servizio Progettazione Stradale, Ponti Strutture Complesse e Porto

LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA BRETELLA DI COLLEGAMENTO TRA IL CASELLO AUTOSTRADALE DI MANTOVA NORD ED IL COMPARTO PRODUTTIVO "VALDARO"

2° STRALCIO LAVORI DI COMPLETAMENTO DELL'ASTA PRINCIPALE COL SOVRAPPASSO FERROVIARIO

CUP: G51B06000040003 - CIG: ZC617ABC09

PROGETTO ESECUTIVO

PROGETTO STRUTTURE SOVRAPPASSO FERROVIARIO				ELABORATO		FORMATO	
				62.0		A4	
RELAZIONE DI CALCOLO				CODICE ELABORATO			
				SF RE01			
				IL RELATORE			
				Ing. Michele Gasparini			
				CODICE PROGETTO			
				S 21 15			
C							
B							
A	S2115_SF_RE01_A		26/05/2016	M.GASPARINI	A.PIVETTA	A.PIVETTA	
O	S2115_SF_RE01_0	-	12/02/2016	M.GASPARINI	A.PIVETTA	A.PIVETTA	
Rev.	Nome file	Descrizione	Data	Redatto	Controllato	Approvato	
IL PROGETTISTA		IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO	IL DIRIGENTE ad interim DEI LLPP	PROGETTO STRUTTURE E SUPPORTO ALLA PROGETTAZIONE STRADALE			
Ing. Giuliano Rossi		Ing. Antonio Covino	Dr. Giovanni Urbani	 STUDIO INGEGNERIA PIVETTA s.r.l. VIALE DELL'INDUSTRIA n.38 - 37135 - VERONA Tel./fax. 045.582211/045.584411 - studio@ingegnerpivetta.it			
COLLABORAZIONI							
Ing. Odino Rolli							
Ing. Marco Guaita							
Arch. Salvatore Mangione							
Istr. Tec. Catia Bussolotti				Ing. Antonio Pivetta			

RELAZIONE DI CALCOLO

STRUTTURE SOVRAPPASSO FERROVIARIO

INDICE

1. PREMESSA	1
2. DESCRIZIONE DELL'OPERA	3
3. NORMATIVE.....	5
4. MATERIALI.....	6
4.1 CALCESTRUZZI	6
4.2 ACCIAI PER C.A. E C.A.P.....	7
4.3 LEGGI COSTITUTIVE DEI MATERIALI	8
4.4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI.....	9
4.4.1 Fondazioni, pali, pile, spalle, pulvini (strutture già realizzate).....	9
4.4.2 Baggioli e pulvini (strutture da realizzare).....	10
4.4.3 Soletta e traversi (strutture da realizzare).....	10
4.4.4 Travi in c.a.p. (strutture da realizzare).....	11
5. ASPETTI GEOLOGICI-GEOTECNICI.....	12
5.1 SITUAZIONE LITOLOGICA	12
5.2 SITUAZIONE PIEZOMETRICA.....	14
6. METODI DI CALCOLO ADOTTATI	16
6.1 METODO SEMI-PROBABILISTICO AGLI STATI LIMITE	16
6.1.1 Stato Limite Ultimo (S.L.U.)	16
6.1.2 Stato Limite di Esercizio (S.L.E.).....	19
6.2 AZIONE SISMICA.....	20
6.2.1 VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO	20
6.2.2 PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO E COMBINAZIONE CON LE ALTRE AZIONI 21	21
6.2.3 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO	22
6.2.4 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA SULLE STRUTTURE DELL'IMPALCATO.....	23
6.2.5 COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA [Ed]	26
6.3 CODICI DI CALCOLO	26
7. CALCOLO DELL'IMPALCATO	28
7.1 ANALISI DEI CARICHI.....	28

7.1.1	PESI PROPRI	28
7.1.1.1	Pesi propri strutturali [g_1]	28
7.1.2	CARICHI PERMANENTI	29
7.1.2.1	Carichi permanenti portati [g_2]	29
7.1.3	CARICHI ACCIDENTALI	29
7.1.3.1	Carichi mobili veicolari [Q_{ik} , q_{ik} , folla] e Incremento dinamico [q_2]	29
7.1.3.2	Carico da folla	33
7.1.3.3	Azione Longitudinale di frenamento [q_3]	34
7.1.3.4	Azione del Vento [q_5]	34
7.1.3.5	Azione d'urto per veicoli in svio [q_8]	36
7.1.4	AZIONE SISMICA [q_6]	36
7.1.5	DEFORMAZIONI IMPRESSE	37
7.1.5.1	Variazione Termica (ΔT) [ϵ_3]	37
7.1.5.2	Ritiro e viscosità [ϵ_2]	38
7.2	COMBINAZIONI DEI CARICHI	38
7.3	MODELLI DI CALCOLO	39
7.3.1	CONFRONTO TRA DIVERSE MODELLAZIONI F.E.M.	41
7.4	TRAVE IN C.A.P. PIU' SOLLECITATA (TRAVE DI BORDO)	45
7.4.1	FASI COSTRUTTIVE	45
7.4.1.1	FASE A : situazione iniziale: $t=t_0$ (S.L.E.).....	45
7.4.1.2	FASE B: situazione a breve termine: $t > t_0$ (S.L.E.)	46
7.4.1.3	FASE C: situazione intermedia: $t_0 \ll t \ll t_\infty$ (S.L.E.).....	47
7.4.1.4	FASE D: situazione a lungo termine: $t \rightarrow \infty$ (S.L.E.)	48
7.4.1.5	FASE E: situazione in condizioni ultime (rottura e/o collasso): $t \rightarrow \infty$ (S.L.U.).....	48
7.4.2	CARATTERISTICHE DELLE SEZIONI	48
7.4.2.1	Fase iniziale	49
7.4.2.2	Fasi successive a soletta maturata	49
7.4.3	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI	50
7.4.3.1	Fase iniziale	50
7.4.3.1.1	Peso proprio della trave	50
7.4.3.1.2	Precompressione	51
7.4.3.1.3	p.p. trave + getto della soletta	51
7.4.3.2	Calcolo delle cadute di tensione	52
7.4.3.2.1	Accorciamento elastico iniziale	53
7.4.3.2.2	Viscosità	54
7.4.3.2.3	Ritiro	55

7.4.3.2.4	Rilassamento	56
7.4.3.2.5	Riassunto delle cadute di tensione nelle varie fasi	57
7.4.3.3	Ritiro differenziale trave-soletta.....	58
7.4.3.3.1	Fasi di esercizio e di S.L.U.	60
7.4.4	VERIFICHE	63
7.4.4.1	Verifiche in fase iniziale (FASE A)	63
7.4.4.2	Verifiche agli S.L.E. (FASI B, C, D).....	65
7.4.4.3	Verifiche agli S.L.U. (FASE E).....	72
7.4.4.4	Verifica della testata della trave	76
7.4.4.5	Stato Limite di Fatica	79
7.4.4.6	Stato limite di deformazione (freccia verticale)	81
7.4.4.6.1	Deformazione iniziale	81
7.4.4.6.2	Stato deformativo in esercizio dovuto ai carichi permanenti	81
7.4.4.6.3	Stato deformativo dovuta al solo carico variabile	82
7.5	SOLETTA	82
7.5.1	Soletta: verifica come piastra su travi in c.a.p	83
7.5.2	Analisi dei carichi	85
7.5.2.1	Peso proprio $[g_1]$	85
7.5.2.2	Carichi Permanenti $[g_2]$	85
7.5.2.3	Carichi mobili $[Q_{ik}, q_{ik}, \text{folla}]$ e Incremento dinamico $[q_2]$	85
7.5.3	Riassunto Condizioni di Carico	91
7.5.4	COMBINAZIONI DEI CARICHI	91
7.5.5	Sollecitazioni	94
7.5.6	Verifiche strutturali	95
7.5.7	Verifica soletta come trave continua	96
7.5.8	Verifica della soletta a sbalzo per urto del veicolo in svio $[q_8]$	104
7.5.9	Verifica della soletta a sbalzo di testata per urto del veicolo in svio $[q_8]$	109
7.6	TRAVERSO	112
7.6.1	Condizioni di Carico	115
7.6.2	Combinazioni di Carico	115
7.6.3	Verifica Traverso centrale (mezzeria)	117
7.6.4	Verifica Traverso all'appoggio	119
7.6.5	Verifica dei traversi per sostituzione degli appoggi	123
7.7	BARRIERA DI SICUREZZA SU CORDOLO IN C.A. DELL'IMPALCATO	132
7.8	BARRIERA ANTIRUMORE SU CORDOLO DI BORDO IN C.A. DELL'IMPALCATO	136

7.9	BAGGIOLI	138
7.9.1	VERIFICA A PRESSOFLESSIONE E TAGLIO.....	140
7.10	APPARECCHI D'APPOGGIO	142
7.10.1	PREMESSE	142
7.10.2	CARATTERISTICHE DEGLI APPARECCHI D'APPOGGIO	143
7.11	GIUNTI DI DILATAZIONE	144
8.	RIVERIFICA DELLE SPALLE ESISTENTI AL SISMA	146
8.1	ANALISI DEI CARICHI.....	149
8.1.1	Peso proprio $[g_1]$ e carichi permanenti $[g_2]$.....	149
8.1.2	Spinta del terreno $[g_3]$.....	150
8.1.3	Spinta per carichi accidentali sul terreno $[q_{acc,terr}]$.....	151
8.1.4	Carichi mobili $[Q_{ik}, q_{ik}]$ e Incremento dinamico $[q_2]$.....	151
8.1.5	Azione del vento q_5	153
8.1.6	Azione sismica q_6 generata dalle masse strutturali della spalla.....	154
8.1.7	Azione sismica q_6 generata dal terreno sulla spalla	155
8.1.8	Azione sismica q_6 generata dall'impalcato sulla spalla.....	156
8.1.9	Riassunto Condizioni di Carico	157
8.1.10	Combinazioni di Carico	157
8.2	VERIFICHE STRUTTURALI.....	158
8.2.1	Verifica Sezione di Base della Spalla.....	159
8.2.2	Verifica Suola di fondazione della Spalla.....	162
8.2.3	Riverifica dei pali in fondazione (NTC08)	165
8.2.3.1	Descrizione dei metodi di calcolo utilizzati per le portate dei pali	166
8.2.3.2	Riassunto delle verifiche condotte sui pali.....	168
9.	RIVERIFICA DELLE PILE ESISTENTI AL SISMA.....	170
9.1	ANALISI DEI CARICHI.....	173
9.1.1	Peso proprio g_1 e carichi permanenti $[g_2]$	173
9.1.2	Peso del terreno sulla suola $[g_3]$	174
9.1.3	Carichi mobili $[Q_{ik}, q_{ik}]$ e Incremento dinamico $[q_2]$	174
9.1.4	Azione longitudinale di frenamento $[q_3]$	176
9.1.5	Azione del vento $[q_5]$.....	176
9.1.6	Azione di deragliamentto del convoglio ferroviario	177
9.1.7	Azione sismica q_6 generata dalle masse strutturali della pila	177
9.1.8	Azione sismica q_6 generata dal terreno sulla pila.....	179
9.1.9	Azione sismica q_6 generata dall'impalcato sulla spalla.....	179

9.1.10 Riassunto Condizioni di Carico	179
9.1.11 Combinazioni di Carico	180
9.2 VERIFICHE STRUTTURALI.....	180
9.2.1 Verifica Sezione di Base della Pila (sez. A-A)	181
9.2.1.1 VERIFICA SEZ. B-B DELLA PILA.....	184
9.2.2 Verifica Suola di fondazione della Spalla.....	186
9.2.3 Verifica del pulvino	188
9.2.4 Riverifica dei pali in fondazione (NTC08)	191
9.2.4.1 Descrizione dei metodi di calcolo utilizzati per le portate dei pali	192
9.2.4.2 Riassunto delle verifiche condotte sui pali.....	193
10. VERIFICA DI COMPATIBILITA' DEGLI SPOSTAMENTI LONGITUDINALI E TRASVERSALI CON QUELLI CONSENTITI DAGLI APPOGGI ADOTTATI	195

1. PREMESSA

I lavori di costruzione della bretella di collegamento tra il casello autostradale di Mantova Nord ed il comparto produttivo denominato "Valdaro" sono stati affidati dalla Provincia di Mantova a seguito di gara di appalto all'Impresa Tecnoscavi di Azzini Stefano & C. S.a.s. con sede legale a Milano in Via G.Carducci n°16 e sede operativa a Calvisano (BS) in Via Carpendolo 16/A. Il contratto è stato stipulato in data 10 dicembre 2010 (Prot. n.6776/10 Rep. n.3654, registrato a Mantova in data 15/12/2010 - prot. n.419).

Lo studio scrivente ha redatto il progetto di gara relativo alle strutture del sovrappasso ferroviario sulla linea Mantova-Monselice, ricompreso nei lavori suddetti.

L'Impresa ha eseguito parzialmente i lavori strutturali, ed in particolare ha eseguito:

- due spalle in cemento armato con l'esclusione dei muri paraghiaia e di parte dei muri di risvolto;
- quattro pile di cui due senza pulvini.

Il progetto delle strutture del cavalcaferrovia è stato anche autorizzato da RFI ed è stato posto a base della Convenzione tra RFI ed Amministrazione della Provincia di Mantova.

I lavori strutturali di cui sopra sono stati collaudati in data 15/04/2015 dalla Commissione di Collaudo costituita dagli Ing. Paolo Lalli, Ing. Stefano Vivaldelli, Ing. Marco Spezia.

Il progetto di gara comprendeva una sezione stradale con due piste a due corsie per ogni direzione di marcia su due impalcati indipendenti , su n° tre campate.

L'amministrazione della Provincia di Mantova ha deciso di riprendere i lavori realizzando una sola pista con un unico impalcato su tre campate ed ha quindi incaricato lo Studio scrivente di procedere alla revisione del progetto strutturale già redatto, verificando le nuove opere anche alla luce delle recenti normative - NTC08 - dato che il progetto vigente precedentemente era stato redatto conformemente alle norme precedenti la data 30/07/2009 di entrata in vigore delle nuove NTC08.

Pertanto, in accordo con la Provincia si è svolta una nuova calcolazione per le opere previste in progetto non ancora realizzate (impalcato, appoggi, alcuni baggioli e due

pulvini) seguendo la Vigente Normativa (D.M. 14.01.2008 NTC08 e relativa Circolare n°617 del 02/02/2009 C.S.LL.PP). Si è inoltre svolta una riverifica degli elementi già realizzati - pile e spalle con relative fondazioni su pali - già precedentemente verificati con le combinazioni di carico sismiche poichè, in accordo con la vigente normativa, esse risultano più gravose di quanto previsto con le precedenti normative adottate nel progetto di gara dei lavori precedentemente appaltati.

2. DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il viadotto previsto nel precedente progetto era costituito da due piste su due impalcati in parallelo indipendenti, uno per ogni senso di marcia; nel presente progetto è prevista la realizzazione di una sola pista a due corsie, pertanto il viadotto sarà costituito da un solo impalcato a tre campate come detto; inoltre in progetto sono verificate anche le opere di completamento del sovrappasso che in sintesi sono:

- realizzazione di un impalcato a tre campate costituito da travi in c.a.p., soletta in c.a., traversi;
- muri paraghiaia per tutta l'estensione delle spalle esistenti;
- realizzazione di due pulvini sulle pile che restano a disposizione per il futuro ampliamento;
- realizzazione dei baggioli di appoggio delle travi sia sulle spalle che sui pulvini delle pile esistenti.

Nello specifico, il viadotto si sviluppa su tre campate di lunghezze pari a 33.15 m, 34.30 m, 33.35 m (intese tra assi degli elementi strutturali spalle o pile) per una lunghezza totale di 100.80 m. Su ciascuna campata è previsto un impalcato avente luce di 32.40 m (inteso tra assi appoggio-appoggio tra le travi), costituito da n. 5 travi prefabbricate in cemento armato precompresso di sezione a "V" e altezza 170 cm, fra loro collegate da n. 5 trasversi (n°3 in campata e n°2 in testa) e da una soletta di spessore utile 20 cm, tutti realizzati in opera in cemento armato ordinario.

Il sostegno degli impalcati è affidato a n° 2 pile in cemento armato ordinario, fra loro indipendenti, costituite da piloni a V, i cui bracci hanno una sezione 1.50x1.50 m, che sostengono un pulvino di larghezza 3.00 m, spessore massimo 1.40 m e lunghezza 12.00 m; sull'estradosso del pulvino sono da realizzare i baggioli per le sedi degli apparecchi d'appoggio degli impalcati, distribuiti in modo da realizzare impalcati di tipo isostatico in ciascuna campata.

Le fondazioni delle pile sono costituite da plinti realizzati con altezza 2.20 m e dimensioni in pianta 6.80x12.00 m, ciascuno poggiante su n° 11 pali trivellati di diametro

1.00 m e lunghezza 30.00m.

Le due spalle già realizzate alle estremità del viadotto sono costituite in elevazione da muro continuo di spessore 1.50 m, mentre in fondazione è presente un plinto di altezza 2.20 m e dimensioni in pianta 9.60x26.00 m a sua volta poggiato su n° 21 pali trivellati di diametro 1.20 m e lunghezza 30.00 m; i muri d'ala hanno spessore 50 cm.

Sulla base dei rilievi pianoaltimetrici effettuati in sede di progettazione definitiva, l'altezza rispetto al piano del ferro (identico per tutti i binari) del cavo portante della linea elettrica T.E. è pari a 6.80 m. Poiché in progetto l'altezza dell'intradosso dell'impalcato rispetto al piano del ferro è di 7.19 m, ne risulta un franco di 0.39 m sul cavo portante la linea T.E. di RFI.

Infine, poiché il tracciato planimetrico della strada comporta che la campata centrale e l'ultima campata lato est del viadotto ricadano in un tratto in clotoide e pertanto caratterizzato dalla variazione di pendenza trasversale del piano stradale, si è prevista la realizzazione di impalcati posti in orizzontale e conformando la piattaforma stradale a pendenza variabile tramite la realizzazione di uno strato di conglomerato bituminoso di base a spessore variabile.

Si è altresì provveduto alla ridefinizione delle planimetrie di tracciamento degli impalcati e dei relativi sostegni (pile e spalle) tenendo conto dell'inserimento in curva precitato; in particolare la scelta progettuale di impalcati costituiti da travi e traversi tra loro ortogonali, congiunta alla necessità di assicurare la ispezionabilità delle travi con accesso dai traversi di testata, ha comportato di mantenere una distanza minima di 60 cm fra i fondi trave.

Lo smaltimento delle acque meteoriche cadenti sull'impalcato avverrà tramite tubazioni in pvc di diametro 250 mm fissate sull'esterno delle anime delle travi di bordo con adduzione ai pozzetti iniziali delle linee fognarie le quali proseguiranno lungo la Bretella fino allo scarico.

La presente relazione riporta i calcoli statici e sismici relativi alle opere da eseguire, inoltre per le opere esistenti, già collaudate, si riportano le verifiche sismiche in accordo con le NTC08.

3. NORMATIVE

Nello sviluppo dei calcoli statici esecutivi si è tenuto conto in particolare della seguente normativa ferroviaria:

- Documento RFI codifica: RFI DTC INC PO SP IFS 002 A del 21/12/2011 (in sostituzione della ISTRUZIONE n. 44/a, 1 settembre 1971): Specifica per la Progettazione e l'Esecuzione di Cavalcavia e passerelle Pedonali sulla sede ferroviaria.
- Istruzione FS n. 44/e, 14 marzo 2002: Istruzione tecnica per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la posa in opera dei dispositivi di vincolo e dei coprigiunti negli impalcati ferroviari e nei cavalcavia.
- Documento RFI codifica: RFI DIN INC MA PO 00 001 C, Parte 3: "Manuale di progettazione ponti": Prescrizioni tecniche per i calcaferrovia.

Altre normative di riferimento:

- Legge 05.11.1971, N. 1086, "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".
- D.M. 14.01.2008: "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" (G.U. n.29 del 04/02/2008 - Suppl. Ordinario n.30)

Circolari:

- Circ. Min. LL.PP. 02.02.2009, n. 617, "Istruzioni per l'Applicazione delle Nuove Norme Tecniche delle Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008"

4. MATERIALI

Per la realizzazione delle opere oggetto della presente relazione sono previsti i seguenti materiali:

4.1 CALCESTRUZZI

1. Calcestruzzo per travi in c.a.p. : classe C45/55

$f_{ck} = 450 \text{ daN/cm}^2$ ($R_{ck} \geq 55 \text{ Mpa}$)	Resistenza caratteristica a compressione cilindrica
$R_{ck} \geq 49 \text{ Mpa}$	Resistenza caratteristica a compressione cubica allo scassero/taglio dei trefoli
$\gamma_c = 1.5$	Coeff. parziale di sicurezza agli S.L.U.
$f_{cd} = 255 \text{ daN/cm}^2$	Resistenza di calcolo a compressione per azioni di lunga durata
$\epsilon_c = -3.5 \text{ ‰}$	Deformazione limite (compressione)
$E_{cm} = 364161 \text{ daN/cm}^2$	Modulo elastico istantaneo del calcestruzzo
$\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} = 270 \text{ daN/cm}^2$	Max. tensione di compressione nel cls per comb. Rara (S.L.E.)
$\sigma_c = 0.45 \cdot f_{ck} = 202.5 \text{ daN/cm}^2$	Max. tensione di compressione nel cls per comb. Q.Perm. (S.L.E.)

2. Calcestruzzo magro per piano di posa delle fondazioni : classe C16/20

$f_{ck} = 166 \text{ daN/cm}^2$ ($R_{ck} \geq 20 \text{ Mpa}$)	Resistenza caratteristica a compressione cilindrica
$\gamma_c = 1.5$	Coeff. parziale di sicurezza agli S.L.U.
$f_{cd} = 94.10 \text{ daN/cm}^2$	Resistenza di calcolo a compressione per azioni di lunga durata
$\epsilon_c = -3.5 \text{ ‰}$	Deformazione limite (compressione)
$E_{cm} = 288206 \text{ daN/cm}^2$	Modulo elastico istantaneo del calcestruzzo

3. Calcestruzzo per fondazioni, pali, pile, spalle, pulvini (strutture già realizzate): classe C28/35

$f_{ck} = 290.5 \text{ daN/cm}^2$ ($R_{ck} \geq 35 \text{ Mpa}$)	Resistenza caratteristica a compressione cilindrica
$\gamma_c = 1.5$	Coeff. parziale di sicurezza agli S.L.U.
$f_{cd} = 164.6 \text{ daN/cm}^2$	Resistenza di calcolo a compressione per azioni di lunga durata

$\varepsilon_c = -3.5 \text{ ‰}$	Deformazione limite (compressione)
$E_{cm} = 325881 \text{ daN/cm}^2$	Modulo elastico istantaneo del calcestruzzo
$\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} = 174.3 \text{ daN/cm}^2$	Max. tensione di compressione nel cls per comb. Rara (S.L.E.)
$\sigma_c = 0.45 \cdot f_{ck} = 130.7 \text{ daN/cm}^2$	Max. tensione di compressione nel cls per comb. Q.Perm. (S.L.E.)

4. Calcestruzzo per baggioli e pulvini (strutture da realizzare): classe C32/40

$f_{ck} = 332 \text{ daN/cm}^2$ ($R_{ck} \geq 40 \text{ Mpa}$)	Resistenza caratteristica a compressione cilindrica
$\gamma_c = 1.5$	Coeff. parziale di sicurezza agli S.L.U.
$f_{cd} = 188.1 \text{ daN/cm}^2$	Resistenza di calcolo a compressione per azioni di lunga durata
$\varepsilon_c = -3.5 \text{ ‰}$	Deformazione limite (compressione)
$E_{cm} = 336428 \text{ daN/cm}^2$	Modulo elastico istantaneo del calcestruzzo
$\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} = 199.2 \text{ daN/cm}^2$	Max. tensione di compressione nel cls per comb. Rara (S.L.E.)
$\sigma_c = 0.45 \cdot f_{ck} = 149.4 \text{ daN/cm}^2$	Max. tensione di compressione nel cls per comb. Q.Perm. (S.L.E.)

5. Calcestruzzo per soletta e traversi impalcato in c.a.o. : classe C35/45 ridotta a C28/35 (classe XF4) per presenza agenti areanti.

$f_{ck} = 290.5 \text{ daN/cm}^2$ ($R_{ck} \geq 35 \text{ Mpa}$)	Resistenza caratteristica a compressione cilindrica
$\gamma_c = 1.5$	Coeff. parziale di sicurezza agli S.L.U.
$f_{cd} = 164.6 \text{ daN/cm}^2$	Resistenza di calcolo a compressione per azioni di lunga durata
$\varepsilon_c = -3.5 \text{ ‰}$	Deformazione limite (compressione)
$E_{cm} = 325881 \text{ daN/cm}^2$	Modulo elastico istantaneo del calcestruzzo
$\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} = 174.3 \text{ daN/cm}^2$	Max. tensione di compressione nel cls per comb. Rara (S.L.E.)
$\sigma_c = 0.45 \cdot f_{ck} = 130.7 \text{ daN/cm}^2$	Max. tensione di compressione nel cls per comb. Q.Perm. (S.L.E.)

4.2 ACCIAI PER C.A. E C.A.P.

1. Barre ad aderenza migliorata (B450C) :

$f_{yk} = 4500 \text{ daN/cm}^2$	Tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} = 5400 \text{ daN/cm}^2$	Tensione caratteristica di rottura
$\gamma_c = 1.15$	Coeff. parziale di sicurezza agli S.L.U.
$f_{yd} = 3913 \text{ daN/cm}^2$	Resistenza di calcolo a S.L.U.

$\varepsilon_s = +10 \text{ ‰}$	Deformazione limite (trazione)
$E_s = 2100000 \text{ daN/cm}^2$	Modulo elastico dell' acciaio
$\sigma_s = 0.80 \cdot f_{yk} = 3600 \text{ daN/cm}^2$	Max. tensione in esercizio dell'acciaio (S.L.E.)

2. Acciaio armonico stabilizzato (trefoli) :

$f_{ptk} = 18600 \text{ daN/cm}^2$	Valore caratteristico a rottura
$f_{p(1)k} = 16700 \text{ daN/cm}^2$	Valore caratteristico all'1% di deformazione totale
$E_{p,s} = 2100000 \text{ daN/cm}^2$	Modulo elastico dell' acciaio
$\sigma_{spi} = 1450 \text{ daN/cm}^2$ (nota 1)	Max. tensione iniziale imposta al martinetto (comprensiva di perdite immediate $\Delta P_{i(x)}$)

(nota 1) : secondo §4.1.8.1.5 NTC08:

$$\sigma_{spi} = \min \{ 0.80 \cdot f_{ptk} ; 0.90 \cdot f_{p(1)k} \} = 1488 \text{ daN/cm}^2 \text{ approssimato a } 1450 \text{ daN/cm}^2$$

4.3 LEGGI COSTITUTIVE DEI MATERIALI

Il metodo utilizzato per le verifiche statiche è quello semiprobabilistico agli stati limite. Con riferimento ai § 4.1.2.1.2.2 e § 4.1.2.1.2.3 delle NTC08, per il calcestruzzo verrà considerata la legge costitutiva “ σ - ε ” di tipo parabola-rettangolo (cfr. Figura 4-1), per gli acciai d’armatura il modello “ σ - ε ” elastico perfettamente plastico (cfr. Figura 4-2).

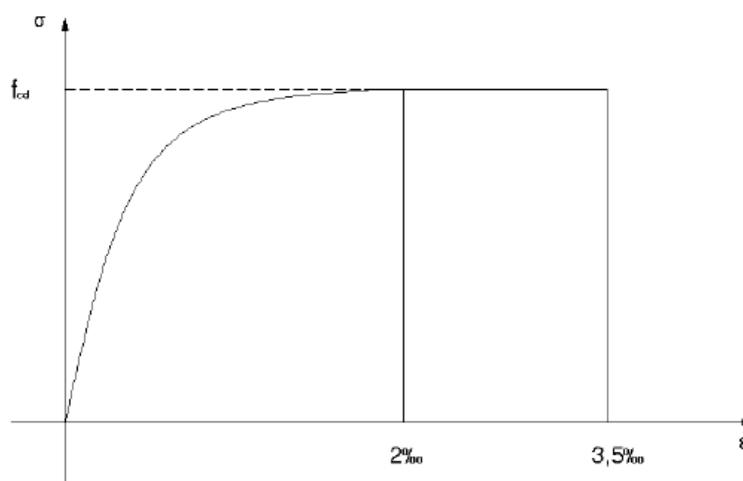


Figura 4-1 : Diagramma di calcolo parabola-rettangolo per il calcestruzzo compresso.

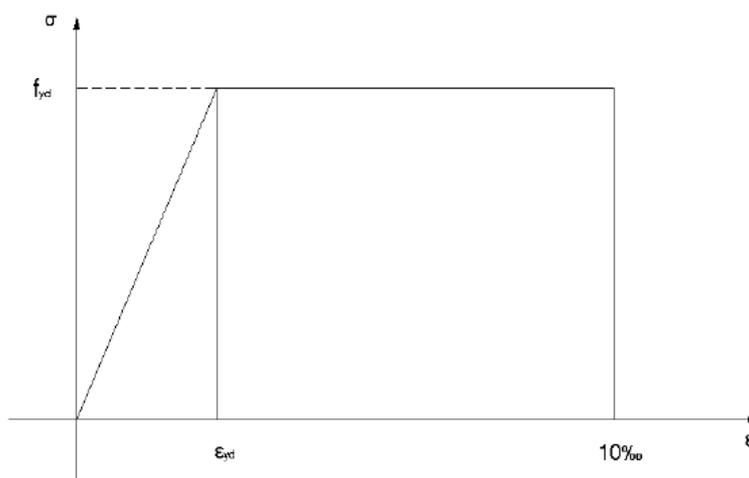


Figura 4-2 : Diagramma di calcolo per gli acciai da c.a.

4.4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

Il calcestruzzo può essere soggetto ad azioni di degrado in funzione delle condizioni ambientali alle quali è esposto. A seconda di queste azioni in conformità con la UNI 11104:2004, recepita dalle NTC08, si individuano le seguenti classi di esposizione ambientale.

4.4.1 Fondazioni, pali, pile, spalle, pulvini (strutture già realizzate)

- Classi di esposizione ambientale:
 - XC4 : calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette ad alternanza di asciutto ed umido.
 - XF1 : superfici verticali di cls esposte alla pioggia e al gelo. Superfici non verticali e non soggette alla completa saturazione ma esposte al gelo, alla pioggia o all'acqua.
- Classe di resistenza minima calcestruzzi: C28/35 Mpa ^(nota 2)
- Rapporto max. acqua/cemento: $a/c_{max} = 0.45$ ^(nota 2)
- Contenuto minimo cemento: $c_{min} = 360 \text{ kg/m}^3$ ^(nota 2)
- Classe di consistenza: S4 ^(nota 2)

- diametro massimo inerti: $D_n=20$ mm
- copriferri adottati da calcolo : $c = c' = 40$ mm ^(nota 2)

4.4.2 Baggioli e pulvini (strutture da realizzare)

- Classi di esposizione ambientale:
 - XC4 : calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette ad alternanza di asciutto ed umido.
 - XF1 : superfici verticali di cls esposte alla pioggia e al gelo. Superfici non verticali e non soggette alla completa saturazione ma esposte al gelo, alla pioggia o all'acqua.
- Classe di resistenza minima calcestruzzi: C32/40 Mpa
- Rapporto max. acqua/cemento: $a/c_{max} = 0.50$
- Contenuto minimo cemento: $c_{min} = 340$ kg/m³
- Classe di consistenza: S4-S5
- diametro massimo inerti: $D_n=20$ mm
- copriferri adottati da calcolo : $c_{min} = c'_{min} = 35$ mm ; scelto per uniformità con l'esistente $c_{min} = c'_{min} = 40$ mm

4.4.3 Soletta e traversi (strutture da realizzare)

- Classi di esposizione ambientale:
 - XD3 : calcestruzzo armato ordinario o precompresso di elementi strutturali direttamente soggetti agli agenti disgelanti o agli spruzzi contenenti agenti disgelanti..... Parti di ponti, pavimentazioni e parcheggi per auto.
 - XF4 : superfici orizzontali quali strade o pavimentazioni esposte al gelo e ai sali disgelanti in modo diretto o indiretto, elementi esposti al gelo e soggetti a frequenti bagnature in presenza di agenti disgelanti.
- Classe di resistenza minima calcestruzzi: C35/45 Mpa ridotta a C28/35 (classe

- XF4) per presenza agenti areanti.
- Rapporto max. acqua/cemento: $a/c_{\max} = 0.45$
 - Contenuto minimo cemento: $c_{\min} = 360 \text{ kg/m}^3$
 - Contenuto minimo in aria (%): 3,0.
 - Classe di consistenza: S4-S5
 - diametro massimo inerti: $D_n=20 \text{ mm}$
 - copriferri adottati da calcolo : $c = c' = 40 \text{ mm}$

4.4.4 Travi in c.a.p. (strutture da realizzare)

- Classi di esposizione ambientale:
 - XC4 : calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette ad alternanza di asciutto ed umido.
- Classe di resistenza minima calcestruzzi: C32/40 Mpa
- Rapporto max. acqua/cemento: $a/c_{\max} = 0.50$
- Contenuto minimo cemento: $c_{\min} = 340 \text{ kg/m}^3$
- Classe di consistenza: S4-S5
- diametro massimo inerti: $D_n=20 \text{ mm}$
- copriferri minimi da calcolo per trefoli : $c = c' \geq 35 \text{ mm}$ (nota 3)
- copriferri adottati da calcolo per armatura lenta principale : $c = c' = 40 \text{ mm}$ (nota 3)
- copriferri adottati da calcolo per armatura lenta (staffe) : $c = c' = 25 \text{ mm}$ (nota 3)

(nota generale) : copriferro netto da garantire tra filo esterno estradosso/intradosso elemento in c.a. o c.a.p. e lembo armatura più esterna;

(nota²): elementi già realizzati e conformi alle precedenti normative e a quanto previsto nel precedente progetto già depositato.

(nota³) : per travi in c.a.p., soggette a controlli di produzione in stabilimento, sia per i trefoli che per le armature principali e secondarie, i valori riportati in Tab.C4.1.6.1.3 Circ. 02/02/2009 possono essere ridotti di 5 mm.

5. ASPETTI GEOLOGICI-GEOTECNICI

Ci si riferisce alla Relazione "INDAGINI GEOLOGICHE, IDROGEOLOGICHE, GEOTECNICHE E SISMICHE" datata gennaio 2007 a firma del Dott. geol. Fulvio Baraldi (MN).

L'area esaminata è inserita nella parte più distale del "terrazzo fluvioglaciale wurmiano di pertinenza gardesana" che forma gran parte della pianura mantovana occidentale; è costituita da depositi recenti riconducibili all'unità dei "depositi alluvionali sub - boreali dei fiumi Mincio, Tartaro e Adige". Come si osserva dalla Carta Geologica e Geomorfologica, i depositi superficiali qui rinvenibili sono di natura alluvionale, legati prevalentemente all'attività deposizionale del Fiume Mincio; essi sono costituiti in prevalenza da sabbie fini e da limi argillosi. Sono presenti tracce di piccoli paleoalvei, legati a corsi d'acqua minori.

5.1 SITUAZIONE LITOLOGICA

Per quanto riguarda la situazione litologica sono state individuate lungo il tracciato della nuova Bretella cinque distinte unità litologiche, descritte nel seguito, alle quali sono stati attribuiti valori medi dei principali parametri geotecnici, determinati nella precitata relazione geologico-geotecnica e riportati nella presente relazione di calcolo per essere utilizzati nelle verifiche:

- strato argilloso superficiale: affiora in superficie e presenta spessori variabili da 1,00 a 2,50 metri circa. E' costituito da argille, argille limose, limi argillosi, con presenza di concrezioni calcaree;

Strato argilloso superficiale (da 0,00 a 1-2,50 metri di profondità)

parametro	CPTU 1	CPTU 2	CPTU 3	CPTU 4 S1	CPTU 5 S2	CPTU 6 S3	CPTU 7	CPTU 8
qc (Mpa)	6,4	6,79	20,73	1,16	9,30	4,41	1,11	2,90
Cu (kpa)	240	176	-	48,4	161	147	45,7	98,9
Eu (Mpa)	8,5	6,21	-	2	5,70	5,21	1,71	3,54
Mo (Mpa)	12,48	9,54	-	6,58	9,50	8,69	5,72	5,92
OCR	4	4,6	1,2	3,6	5,2	3	6	6
γ (KN/m ³)	20,05	19,87	18,70	18,29	20,41	20,29	18,46	19,63
k (cm/s)	10 ⁻⁸	10 ⁻⁷	10 ⁻⁷	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷

- strato sabbioso superficiale: è presente al di sotto dello strato precedente a partire da 1,00-2,50 metri e fino a 17,00-21,00 metri di profondità, con spessori variabili da 16 a 20 metri circa. E' costituito da sabbie prevalentemente fini e medie, talora debolmente limose, con rara presenza di ghiaietto;

Strato sabbioso superficiale (da 1,00-2,50 a 17,00-21,00 metri di profondità)

parametro	CPTU 1	CPTU 2	CPTU 3	CPTU 4 S1	CPTU 5 S2	CPTU 6 S3	CPTU 7	CPTU 8
qc (Mpa)	11,04	10,11	14,9	13,95	14,00	13,22	20,08	15,68
Mo (Mpa)	6,92	7,11	6,40	6,28	8,71	7,45	8,84	8,03
OCR	1,8	1,6	1,7	2,4	1	1,3	1,5	1,2
γ (KN/m ³)	18,15	18,84	18,78	18,39	19,13	19,12	18,63	18,94
N _{SPT (30)}				46	20	29		
Dr (%)	69	64	60	66	75	72	82	71
ϕ (°)	35	33	33	34	37	36	39	36
E (Mpa)	17,92	20,7	17,97	21,29	27,45	26,03	40,10	30,35
k (cm/s)	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁴	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³

- strato argilloso intermedio: in corrispondenza del tratto centro settentrionale del tracciato della Bretella (CPTU 1-2-3-4-5-6 e sondaggi S1-S2-S3) si rileva, all'interno dello strato sabbioso superficiale di cui sopra, uno strato intermedio costituito da argille, argille limose, limi argillosi, con tetto a 3,50-6,50 metri e base a 6,00-7,60 metri di profondità, dello spessore variabile da 1 a 4 metri circa, che si assottiglia procedendo da nord verso sud e che non è presente nel tratto centro meridionale del tracciato stesso;

Strato argilloso intermedio (da 3,50-6,50 a 6,00-7,60 metri di profondità)

parametro	CPTU 1	CPTU 2	CPTU 3	CPTU 4 S1	CPTU 5 S2	CPTU 6 S3	CPTU 7	CPTU 8
qc (Mpa)	2,55	3,57	4,56	1,32	4,59	4,41	-	-
Cu (kpa)	123	89,9	35,1	48,4	109	147	-	-
Eu (Mpa)	4,50	3,40	1,51	2,00	4,08	5,21	-	-
Mo (Mpa)	7,70	7,02	5,25	4,97	7,56	8,69	-	-
OCR	2,5	2	2	2,5	1,1	3	-	-
γ (KN/m ³)	19,96	19,22	18,23	18,29	19,63	20,29	-	-
k (cm/s)	10 ⁻⁸	10 ⁻⁸	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁷	10 ⁻⁵	-	-

- complesso di strati alterni argilloso-limosi e sabbiosi: inferiormente allo strato sabbioso superficiale, con tetto a 17,00-21,00 metri e base a 27,00-29,70 metri di profondità, con spessori variabili da 7,50 a 10,50 metri circa, è presente un complesso litologico fittamente stratificato, costituito da strati alterni di argilla limosa (talora con presenza di torba diffusa) e di sabbia fine limosa. I vari strati presentano spessori dell'ordine di 1-2 metri circa. La componente prevalentemente coesiva varia dal 53% all'85%;

Complesso di strati alterni argilloso-limosi e sabbiosi (da 17,00-21,00 a 27,00-29,70 metri di profondità)

parametro	CPTU 1	CPTU 2	CPTU 3	CPTU 4 S1	CPTU 5 S2	CPTU 6 S3	CPTU 7	CPTU 8
qc (Mpa)	-	3,02	3,36	2,70	3,30	3,31	2,08	-
Cu (kpa)	-	111	62,75	57,72	76,5	106	62,05	-
Eu (Mpa)	-	2,24	3,10	2,98	3,92	4,59	3,16	-
Mo (Mpa)	-	8,08	6,51	6,60	7,95	8,02	7,15	-
OCR	-	1	0,9	0,9	1,1	1	1	-
γ (KN/m ³)	-	19,85	19,34	19,01	19,41	19,48	19,17	-
k (cm/s)	-	10 ⁻⁷	-					

- strato sabbioso profondo: si rinviene a partire da 27,00-29,70 metri di profondità ed è presente fino a 40 metri di profondità (massima profondità raggiunta dai sondaggi); è costituito da sabbie prevalentemente fini e medie, talora debolmente limose. Nei sondaggi S1 e S2, a 37-39 metri di profondità circa, compare una lente argilloso limosa.

Strato sabbioso profondo (da 27,00-29,70 a 40 metri di profondità)

parametro	CPTU 1	CPTU 2	CPTU 3	CPTU 4 S1	CPTU 5 S2	CPTU 6 S3	CPTU 7	CPTU 8
qc (Mpa)	-	-	9,95	16,21	13,16	19,92	11,09	-
Mo (Mpa)	-	-	7,10	8,96	7,81	8,18	6,97	-
OCR	-	-	0,9	0,9	1	1	1	-
γ (KN/m ³)	-	-	18,63	18,63	19,08	18,63	18,99	-
Dr (%)	-	-	49	61	57	55	44	-
ϕ (°)	-	-	31	33	32	32	30	-
E (Mpa)	-	-	19,78	32,47	27,66	25,8	17,54	-
k (cm/s)			10 ⁻³					

5.2 SITUAZIONE PIEZOMETRICA

Per quanto riguarda la piezometria degli acquiferi sotterranei si evidenzia quanto segue:

- il flusso sotterraneo preferenziale è diretto grosso modo N-S o NNE-SSO in direzione della depressione del Fiume Mincio;
- le quote piezometriche variano da 21 metri circa s.l.m. in prossimità del Casello Mantova Nord a 20 metri circa s.l.m. poco a sud di Corte Tridolo (Strada Provinciale per Villanova De Bellis);
- il gradiente idraulico è dell'ordine del 1‰.

La soggiacenza della falda rispetto al p.c. attuale è mediamente di 2-3 metri.

Nel piezometro posto in opera nel tratto terminale nord del tracciato della Bretella, sono state effettuate le seguenti misure del livello statico di falda:

piezometro quota (m s.l.m.) 24,73	data	profondità (metri dal p.c.)	quota assoluta (m s.l.m.)
	15.11.2006	3,00	21,73
	12.12.2006	3,44	21,29
	13.01.2007	3,64	21,09

6. METODI DI CALCOLO ADOTTATI

6.1 METODO SEMI-PROBABILISTICO AGLI STATI LIMITE

Il metodo di calcolo adottato per il dimensionamento e la verifica delle opere in oggetto è quello agli stati limite, secondo quanto previsto dal D.M. 14/01/2008 integrato con Circ. 02/02/2009 n°617/C.S.LL.PP.. In base ad esso le strutture devono possedere requisiti di sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU) e di esercizio (SLE), attraverso il confronto tra resistenze ed effetto delle azioni, per i primi, e controllando aspetti di funzionalità e stati tensionali, per i secondi.

6.1.1 Stato Limite Ultimo (S.L.U.)

Lo Stato Limite Ultimo corrisponde al valore estremo della capacità portante od a forme di cedimento strutturale che possono mettere in pericolo la sicurezza delle persone. Il criterio di verifica adottato è espresso dall'equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

dove:

R_d : resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali ed ai valori nominali delle grandezze geometricamente interessate;

E_d : valori di progetto dell'effetto delle azioni.

Le azioni sulla struttura devono essere cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli (rif. punto 2.5 NTC08):

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \sum \gamma_{Qi}\psi_{0i}Q_{ki}$$

con:

G_1 = valore caratteristico del peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

G_2 = valore caratteristico del peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P = valore caratteristico della pretensione e precompressione;

Q_{k1} = valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;

Q_{ki} = valore caratteristico delle azioni variabili tra loro indipendenti;

Ψ_{0i} = valore raro dei coefficienti di combinazione (rif. tabella 2.5.I delle NTC08).

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ (cfr. 5.1.3.12 NTC08) sono riportati nelle tabella 5.1.V delle NTC08 in funzione dell'effetto favorevole/sfavorevole e delle verifiche considerate agli stati limite ultimi.

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Nella Tab. 5.1.V il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;

γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;

γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a $\gamma_P=1,0$.

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare, generalmente, le combinazioni riportate in Tab. 5.1.IV.

Tabella 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla carreggiata					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 ^(*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 ^(**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
5 ^(***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				
^(*) Ponti di 3 ^a categoria ^(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana) ^(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali						

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.1.VI.

Tabella 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
Vento q_5	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_5	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

6.1.2 Stato Limite di Esercizio (S.L.E.)

Lo Stato Limite di Esercizio è uno stato al di là del quale non risultano più soddisfatti i requisiti di esercizio prescritti e comprende tutte le situazioni che comportano un rapido deterioramento della struttura (tensioni di compressione eccessive o fessurazione del calcestruzzo) o perdita di funzionalità. Si definiscono tre combinazioni di carico (Rara, Frequente, Quasi Permanente) corrispondenti a probabilità di superamento crescenti e valori del carico progressivamente decrescenti. Per il calcolo delle azioni e delle proprietà dei materiali si utilizzano sempre i valori caratteristici, pertanto i coefficienti parziali di sicurezza risultano unitari. Per il calcolo delle tensioni nelle sezioni di verifica degli elementi, considerato che lo stato tensionale è lontano dai valori di rottura, vengono utilizzati legami costitutivi σ - ϵ dei materiali di tipo elastico lineare.

Dal D.M. 14/01/2008 si considerano le seguenti combinazioni agli Stati limite di Esercizio:

Combinazione Rara: $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum \psi_{0i} Q_{ki}$

Combinazione Frequente: $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} Q_{k1} + \sum \psi_{2i} Q_{ki}$

Combinazione Quasi Permanente: $G_1 + G_2 + P + \sum \psi_{2i} Q_{ki}$

In cui ψ_{ii} sono i coefficienti di combinazione.

Si farà riferimento alle combinazioni rara e quasi permanente per le verifiche delle tensioni di esercizio, alla combinazione frequente e quasi permanente per le verifiche degli stati limite di fessurazione.

6.2 AZIONE SISMICA

L'azione sismica di progetto, in base alla quale valutare il rispetto dei diversi stati limite, si definisce a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g .

I parametri che caratterizzano l'azione sismica di un determinato sito sono i seguenti:

Vita nominale (V_N);

Classe d'uso e coefficiente d'uso (C_U);

Categoria di sottosuolo;

Condizioni topografiche;

Definita la vita nominale (V_N) delle strutture in esame e la classe d'uso è possibile determinare, per ogni opera e per ogni stato limite, i seguenti fattori:

a_g (accelerazione orizzontale massima al sito);

F_o (valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale);

T_c^* (periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale).

6.2.1 VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

La vita nominale di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in quattro classi d'uso. La costruzione in oggetto rappresenta un attraversamento di una rete viaria, pertanto le opere ad essa connesse so no da classificare in classe d'uso III:

Vita Nominale $V_N = 50$ anni: "Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza";

Classe d'uso III (coefficiente $C_u = 1.5$): "Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi..... Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza.....".

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1.5 = 75 \text{ anni}$$

Le azioni assunte per il calcolo delle strutture in oggetto verranno valutate in relazione al periodo di riferimento V_R , assunto pari a 75 anni.

6.2.2 PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO E COMBINAZIONE CON LE ALTRE AZIONI

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

Stato Limite di Operatività (SLO)

Stato Limite di Danno (SLD)

Gli stati limite ultimi sono:

Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)

Stato Limite di prevenzione del Colasso (SLC)

Ciascuno di questi stati limite è riferito ad una possibilità di danneggiamento dell'opera e delle sue parti via via crescenti e ad una probabilità di superamento dell'evento sismico, nel periodo di ritorno di riferimento, via via decrescente.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva tabella.

Tabella 3.2.I – Probabilità di superamento P_{V_R} al variare dello stato limite considerato

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

6.2.3 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

Territorio: Comune di Mantova

Latitudine sito: 45.159895°

Longitudine sito: 10.853903°

Sono state eseguite, come più sopra specificato, indagini di sismica in array in n. 4 punti denominati G1, G2, G3 e G4; sono stati utilizzati i metodi MASW e Re.Mi.

I valori ottenuti sono sintetizzati nella seguente tabella:

punto di indagine	V_{S30} (m/s)
G1	244
G2	240
G3	276
G4	298

I territori comunali di Mantova e di San Giorgio di Mantova sono stati classificati, con O.P.C.M. 3274/2003, in **Zona 4**, ovvero a bassa sismicità, con valore di accelerazione massima al suolo (con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, riferito a suolo rigido caratterizzato da $V_{S30} > 800$ m/s) a_g pari a 0,05.

Secondo la vigente normativa (D.M.14/01/2008) - cfr. Tab. 3.2.II - i terreni indagati appartengono alla **Categoria C** ($V_{s,30}$ compreso tra 180 e 360 m/s):

Tabella 3.2.II – *Categorie di sottosuolo*

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Per quanto riguarda le condizioni Topografiche si tratta di ambito pianeggiante: con rif. alle Tab. 3.2.IV e Tab. 3.2.VI di NTC08:

$S_T = 1,0$ (Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$).

In base ai parametri spettrali individuati ed esposti nel successivo paragrafo [a_g ; F_o ; T_c^*] e alla categoria di Sottosuolo [Cat. C], si determina il coeff. di amplificazione stratigrafica:

$$S_S = 1,5$$

da cui si ottiene:

$$S = S_S \cdot S_T = 1.50 \quad (\text{coeff. di categoria del sottosuolo})$$

6.2.4 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA SULLE STRUTTURE DELL'IMPALCATO

Lo spettro di progetto è assunto, a favore di sicurezza, coincidente con lo spettro elastico, quindi con ciò si ammette per le strutture un comportamento sismico del tipo “non dissipativo” (fattore di struttura q unitario). Tale scelta progettuale è valida a favore di sicurezza ed accettabile stante la modesta sismicità del sito e la rigidità delle strutture,

comportando dal rispetto delle regole legate al principio della “gerarchia delle resistenze”. Le sollecitazioni e gli spostamenti forniti dall’analisi strutturale sono pertanto direttamente impiegati nel seguito per le verifiche di resistenza e di compatibilità di spostamento previsti dalle Norme (condotte agli stati limite di danno, SLD, e di salvaguardia della vita, SLV) senza essere affetti da ulteriori coefficienti incrementali.

La componente verticale del sisma viene considerata e combinata con azioni sismiche orizzontali al contrario di quanto precisato nel §7.2.1 NTC08; tale scelta intrapresa dal progettista dipende dalle caratteristiche dell’opera.

I dispositivi di appoggio sono verificati per le sollecitazioni e gli spostamenti che derivano dall’analisi, valutati allo stato limite SLV (cfr. p.to 7.9.5.4 NTC08). Le stesse verifiche di compatibilità degli spostamenti, sono doverosamente estese ai giunti strutturali.

In generale si riscontra che gli spostamenti sismici, stante la bassa sismicità del sito e la notevole rigidezza delle strutture, sono modesti.

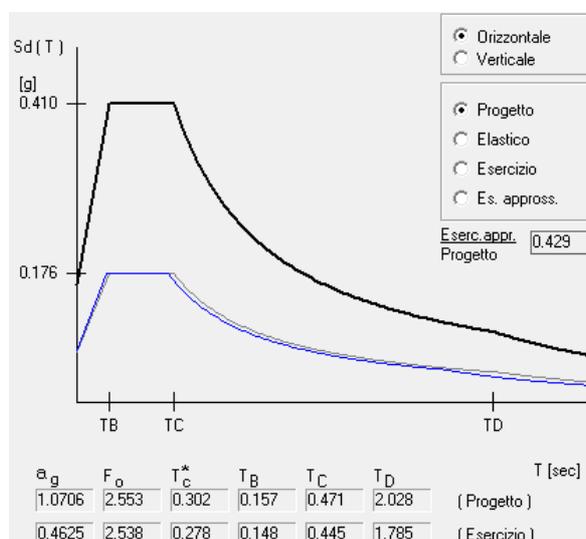


Figura 6-1: spettro di risposta per lo stato limite SLV - componente ORIZZONTALE

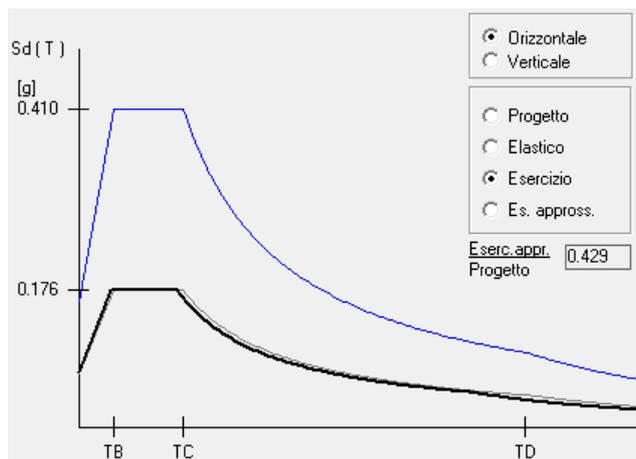


Figura 6-2: spettro di risposta per lo stato limite SLD - componente ORIZZONTALE

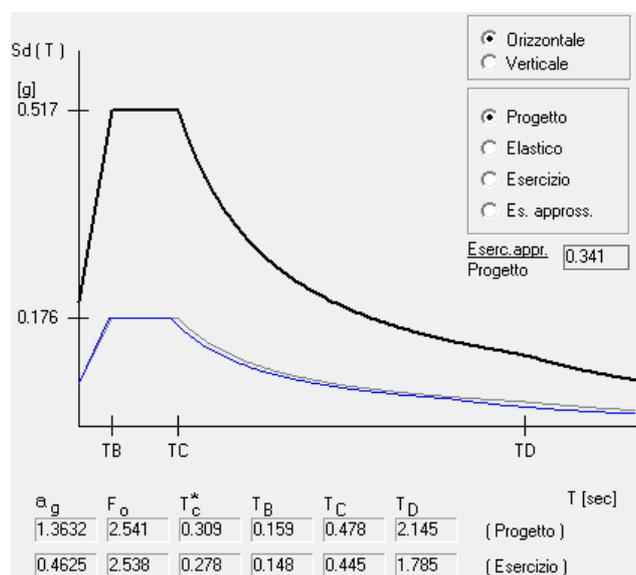


Figura 6-3: spettro di risposta per lo stato limite SLC - componente ORIZZONTALE

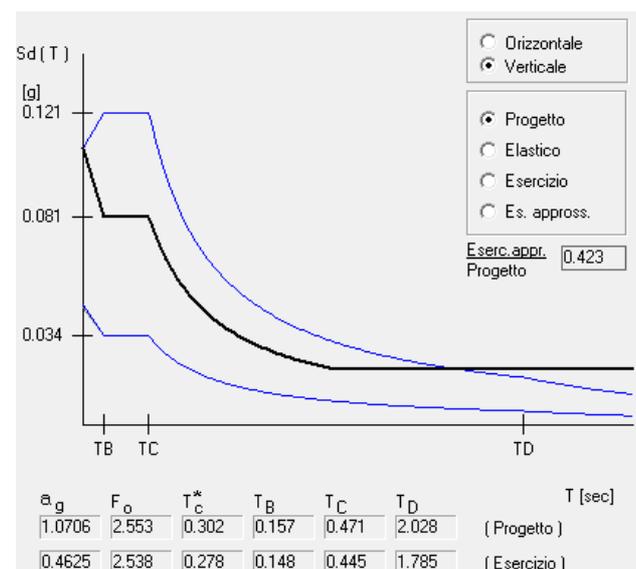


Figura 6-4: spettro di risposta per lo stato limite SLV - componente VERTICALE

6.2.5 COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA [Ed]

La combinazione dell'azione sismica con le altre azioni è la seguente:

$$E + G_1 + G_2 + P + \sum \psi_{2i} Q_{ki}$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum \psi_{2i} Q_{ki}$$

L'azione sismica E verrà poi combinata secondo le componenti spaziali tramite le espressioni:

$$E_{X, \max} = 1.00 E_x + 0.30 E_y + 0.30 E_z$$

$$E_{Y, \max} = 0.30 E_x + 1.00 E_y + 0.30 E_z$$

Nota: Il segno "+" significa "combinata con".

Nota: L'azione verticale, considerata a favore di sicurezza, è stata determinata valutandone il valore S_d corrispondente al "plateau".

6.3 CODICI DI CALCOLO

Per il calcolo delle sollecitazioni e per la verifica delle strutture si è fatto ricorso all'elaboratore elettronico utilizzando i seguenti programmi di calcolo:

- DOLMEN WIN (R), versione 13 del 2013 prodotto, distribuito ed assistito dalla CDM DOLMEN srl, con sede in Torino, Via Drovetti 9/F. (cod. licenze: *eV4HSU_5anR3 - CGXsBBU8Fama*):

questa procedura è sviluppata in ambiente Windows, ed è stata scritta utilizzando i linguaggi Fortran e C. DOLMEN WIN, permette l'analisi elastica lineare di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà utilizzando un solutore ad elementi finiti. Gli elementi considerati sono la trave, con eventuali svincoli interni o rotazione attorno al proprio asse, ed il guscio, sia rettangolare che triangolare, avente comportamento di membrana e di piastra. I carichi possono essere applicati sia ai nodi, come forze o coppie concentrate, sia sulle travi, come

forze distribuite, trapezie, concentrate, come coppie e come distorsioni termiche. I vincoli sono forniti tramite le sei costanti di rigidezza elastica.

A supporto del programma è fornito un ampio manuale d'uso contenente fra l'altro una vasta serie di test di validazione sia su esempi classici di Scienza delle Costruzioni, sia su strutture particolarmente impegnative e reperibili nella bibliografia specializzata. DOLMEN WIN permette in campo elastico lineare un'analisi dettagliata del comportamento dell'intera struttura, tenendo conto del comportamento irrigidente di setti anche complessi e solai, considerati con la loro effettiva rigidezza. E' possibile inoltre scegliere il grado di affinamento dell'analisi di elementi complessi utilizzando mesh via via più dettagliate.

I modelli di calcolo adottati sono da ritenersi appropriati in quanto non sono state riscontrate labilità, le reazioni vincolari equilibrano i carichi applicati, la simmetria di carichi e struttura danno origine a sollecitazioni simmetriche.

- OMNIA IS (R), versione 13 del 2013 prodotto, distribuito ed assistito dalla CDM DOLMEN srl, con sede in Torino, Via Drovetti 9/F. (cod. licenze: *eV4HSU_5anR3 - CGXsBBU8Fama*)

Questa piattaforma si compone di moduli di calcolo e verifica Geotecnica in accordo con le vigenti NTC08. L'analisi critica dei risultati e dei parametri di controllo, nonchè il confronto con calcolazioni di massima eseguite manualmente, porta a confermare la validità dei risultati.

L'analisi critica dei risultati e dei parametri di controllo, nonchè il confronto con le calcolazioni di massima eseguite manualmentente porta a confermare la validità dei risultati ottenuti.

7. CALCOLO DELL'IMPALCATO

Si riportano nel seguito i calcoli di uno dei tre impalcati che costituiscono il sovrappasso viario e ferroviario.

A favore di sicurezza si considera nell'applicazione dei carichi la disposizione delle corsie veicolari più gravosa nell'ipotesi di un futuro completamento dell'opera con realizzazione di un futuro impalcato uguale e simmetrico a quello in esame nella presente relazione ed accostato a questo. Infatti, nell'ipotesi di realizzazione del futuro impalcato accostato a quello in esame, il cordolo di estremità dell'impalcato in progetto rischierà di ridursi di circa 65cm comportando quindi un accorciamento della striscia di bordo caricata con carico da folla e un avvicinamento al bordo della prima corsia veicolare più caricata, condizione questa più gravosa di quella in progetto e per questo valutata in sede di calcolo e verifica.

Il metodo di calcolo strutturale adottato per il dimensionamento e la verifica delle opere in oggetto è quello agli stati limite, secondo quanto previsto dal D.M. 14/01/2008 integrato con Circ. 02/02/2009 n°617/C.S.LL.PP.. Per il calcolo e le verifiche degli elementi strutturali componenti il manufatto sono stati implementati appositi modelli agli elementi finiti.

7.1 ANALISI DEI CARICHI

Nel presente paragrafo vengono determinate le azioni permanenti e variabili agenti sull'impalcato.

7.1.1 PESI PROPRI

7.1.1.1 Pesi propri strutturali [g₁]

Il peso proprio della struttura considerata viene calcolato automaticamente dal software di calcolo, considerando un peso di volume del calcestruzzo armato pari a:

$$\gamma_{cls} = 2500 \text{ daN/mc}$$

$\gamma_{\text{acciaio}} = 7850 \text{ daN/mc}$

In particolare:

p.p. travi in c.a.p. "V" = 2239 daN/m

p.p. soletta impalcato in c.a. ($sp_{\text{med}} = 20 \text{ cm}$) = 500 daN/mq

p.p. traversi in c.a. (sez. 40x160cm esclusa porzione entro soletta) = 1600 daN/m

7.1.2 CARICHI PERMANENTI

7.1.2.1 Carichi permanenti portati [g_2]

p.p. cordoli laterali impalcato (ove presenti) ($sp_{\text{med}}=20\text{cm}$; $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$) = 500 daN/mq

p.p. coppella prefabbr. soletta ($sp_{\text{med}} = 4\text{cm}$; $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$) = 100 daN/mq

(non collaborante; inteso come "peso proprio aggiuntivo")

p.p. pavimentaz. stradale ($sp_{\text{med}} = 22.5\text{cm}$; $\gamma=22 \text{ kN/m}^3$) = 495 daN/mq

barriere "H4 Bordo Ponte" o equiv. (carico lineare ove presente) = 60 daN/m

barriere "antirumore/parasassi" (carico lineare ove presente) = 90 daN/ml

7.1.3 CARICHI ACCIDENTALI

7.1.3.1 Carichi mobili veicolari [Q_{ik} , q_{ik} , f_{olla}] e Incremento dinamico [q_2]

Si considerano le azioni variabili generate dal traffico veicolare tramite lo Schema di Carico 1 (§ 5.1.3.3.3 del D.M. 14/01/2008). Esso è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0.40m, e da carichi uniformemente distribuiti come rappresentato nella figura seguente. Si considerano, in accordo con la normativa vigente N=3 corsie convenzionali di carico con larghezza convenzionale $w_k=3,00 \text{ m}$.

Si considera inoltre la disposizione in direz. longitudinale delle colonne atta a massimizzare le sollecitazioni sulle travi: nel caso più gravoso, la corsia convenzionale

più caricata (corsia 1) sul bordo rispetto all'asse impalcato, la corsia 2 posta centralmente rispetto all'asse impalcato, la corsia 3 sul bordo opposto, come rappresentato nel seguito.

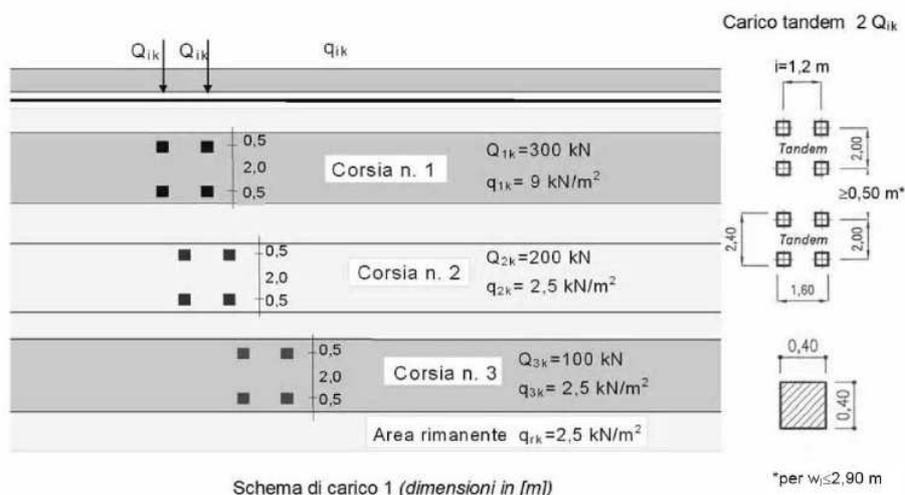


Tabella 5.1.II - Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

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

Si considerano inoltre i carichi agenti comprensivi dell'incremento dinamico in accordo con la vigente normativa. Si elencano nel seguito le diverse condizioni di carico trattate (in accordo con lo Schema di Carico 1) visualizzando la loro ripartizione sulla soletta e la loro disposizione sull'impalcato.

Si sono considerate diverse disposizioni di carico in direzione longitudinale, atte a simulare il possibile effetto di un carico viaggiante sull'impalcato, ottenendo l'involuppo delle sollecitazioni per le verifiche delle travi.

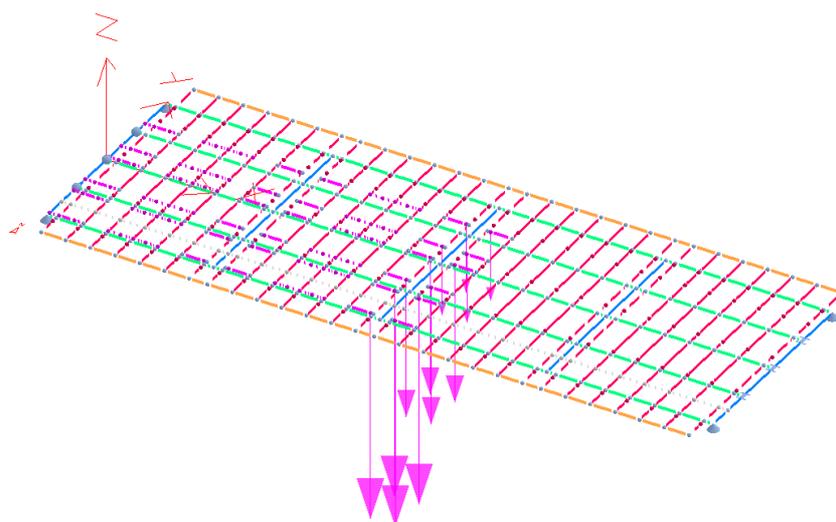


Figura 7-1: Schema di Carico 1 (carichi tandem Q_{ik} - posizione 1)

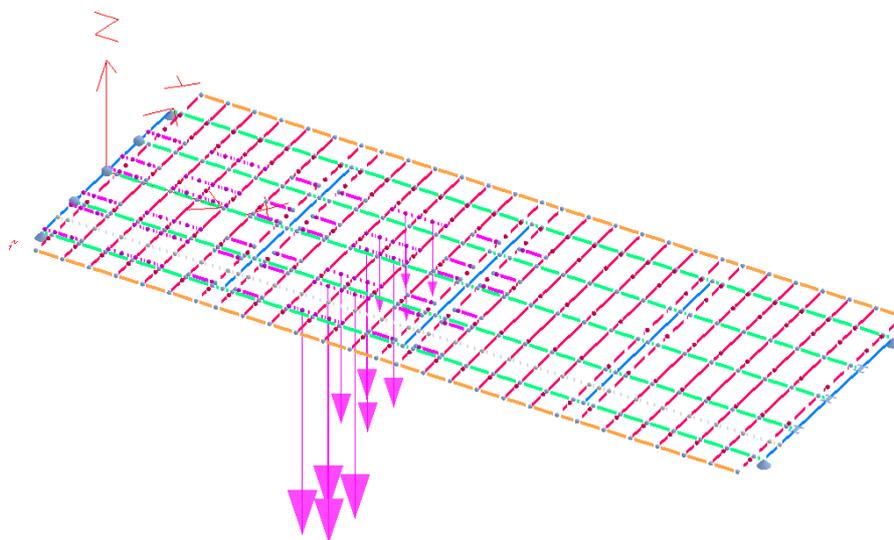


Figura 7-2: Schema di Carico 1 (carichi tandem Q_{ik} - posizione 2)

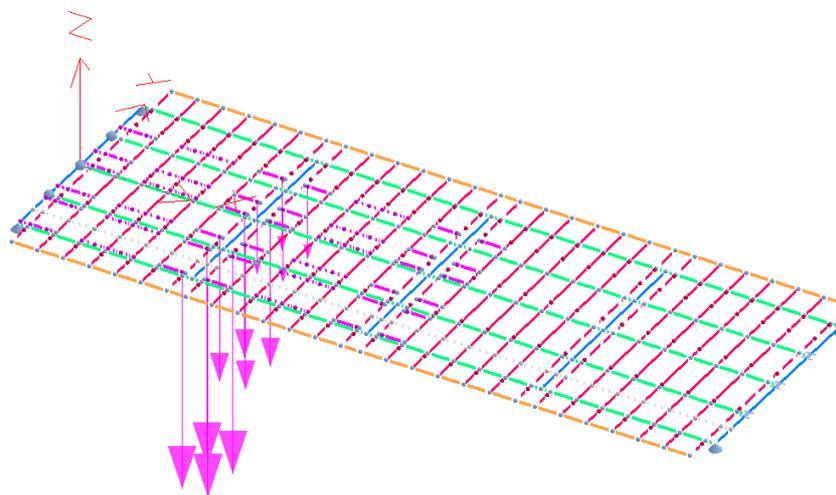


Figura 7-3: Schema di Carico 1 (carichi tandem Q_{ik} - posizione 3)

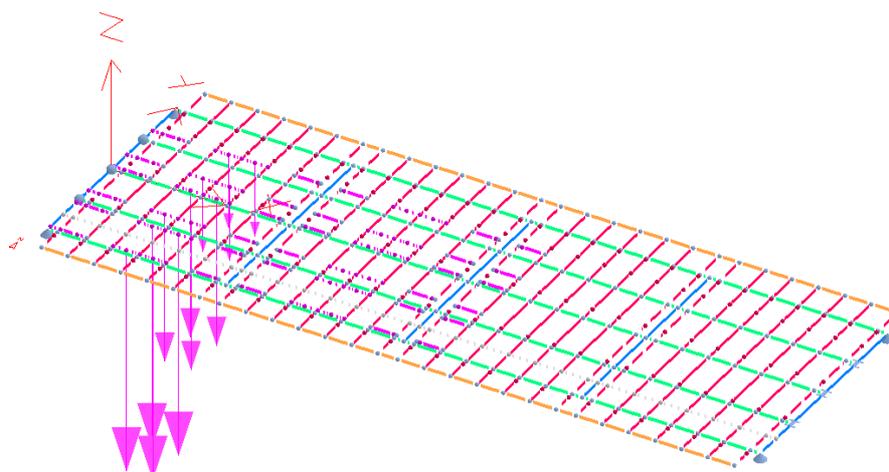


Figura 7-4: Schema di Carico 1 (carichi tandem Q_{ik} - posizione 4)

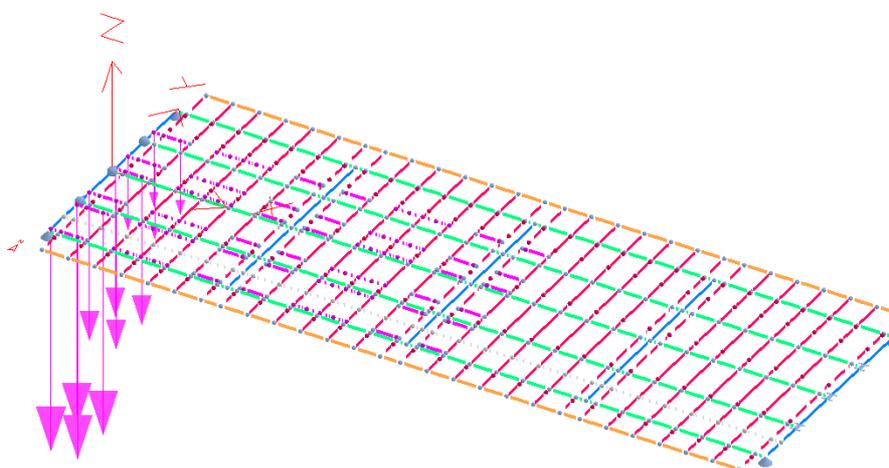


Figura 7-5: Schema di Carico 1 (carichi tandem Q_{ik} - posizione 5)

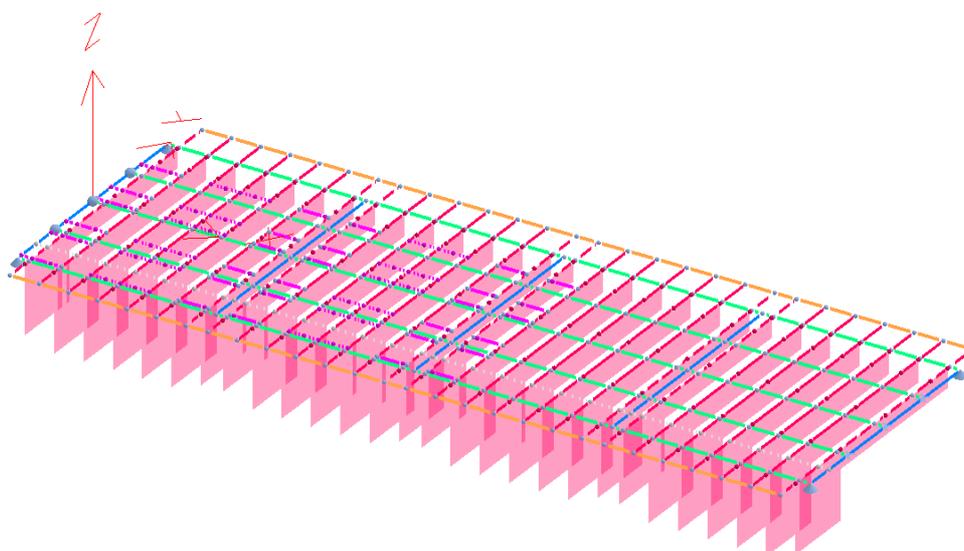
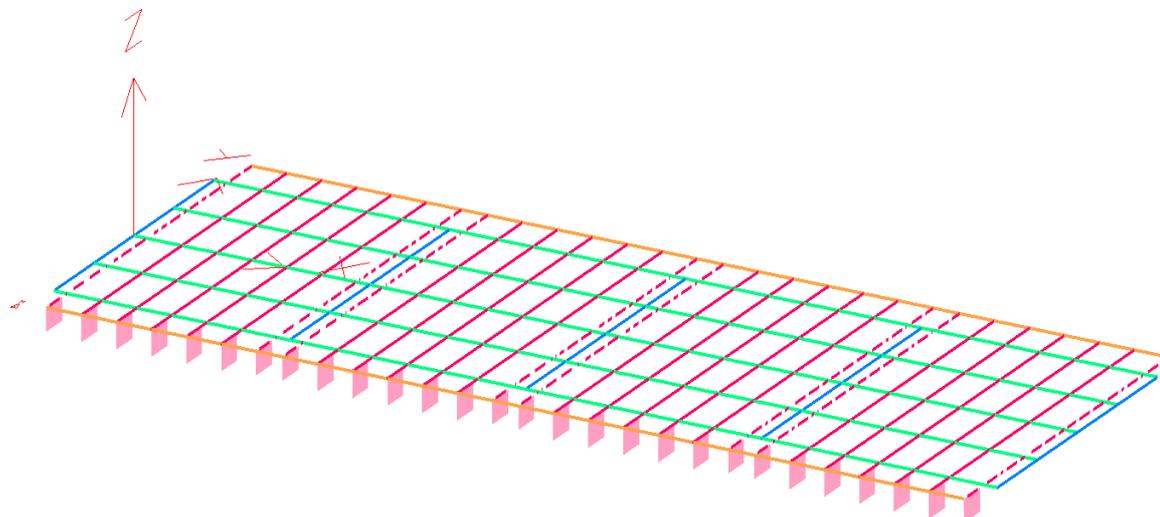


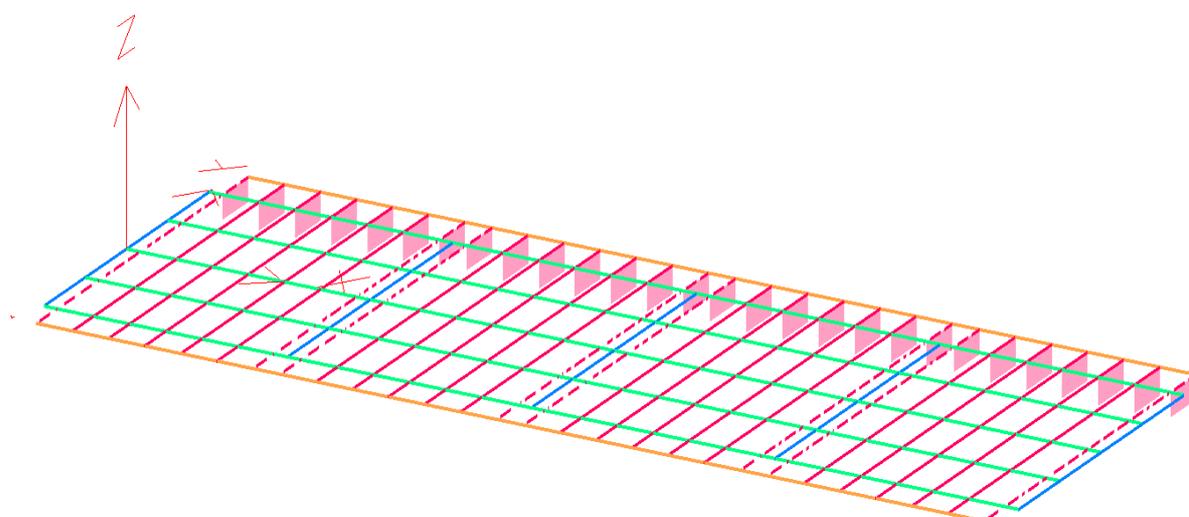
Figura 7-6: Schema di Carico 1 (carichi distribuiti q_{ik})

7.1.3.2 Carico da folla

Folla 1 su marciapiede protetto da sicurvia laterale (Schema 5): 500 daN/mq



Folla 2 su marciapiede protetto da sicurvia laterale (Schema 5): 500 daN/mq



7.1.3.3 Azione Longitudinale di frenamento[q_3]

La forza di frenamento q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è assunta pari a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6(2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

$$q_3 = 13.811 \text{ kN/m}$$

per i ponti di 1^a categoria, con w_1 pari a 3,00m (larghezza della corsia) ed $L=32.40\text{m}$ (lunghezza tra gli assi di appoggio della trave).

La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

7.1.3.4 Azione del Vento[q_5]

La forza L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte nella direzione più sfavorevole. Il suo effetto sarà particolarmente gravoso non tanto per l'impalcato in oggetto quanto per alcuni dei suoi elementi (pile e spalle).

La superficie dei carichi transitanti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza pari a 3 m a partire dal piano stradale.

Vento - CDM DOLMEN e omnia IS 13 - c:\dolmen13\lavori\S21158

$p = q_{ref} * c_e(ct) * c_p * c_d$
pressione del vento

$p_f = q_{ref} * c_e * c_f$
azione tangente del vento

q_{ref} = pressione cinetica di riferimento
 c_e = coefficiente di esposizione
 c_t = coefficiente di topografia
 c_p = coefficiente di forma
 c_d = coefficiente dinamico
 c_f = coefficiente di attrito

Dati

Generali | Coeff. di esposizione | Coeff. di topografia |
 Coeff. dinamico | Coeff. di forma | Coeff. di attrito |

Tipologia di costruzione

Edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde inclinate o curve

Coperture multiple

Tettoie e pensiline isolate

Travi ad anima piena e reticolari

Torri e pali a traliccio a sezione rettangolare, quadrata o triangolare

Corpi cilindrici o corpi prismatici a sezione di poligono regolare di otto o più lati

Corpi sferici

Dati specifici

Crea relazione kN . m

Calcola Chiudi

Travi ad anima piena e reticolari

Dati

4.94 S = superficie delimitata dal contorno della trave [m²]

3.5 Sp = superficie della parte piena della trave [m²]

8 z1 = quota inferiore della trave [m]

12.9 z2 = quota superiore della trave [m]

Travi multiple

2.5 d = distanza tra travi disposte parallelamente [m]

1.7 h = altezza della trave [m]

5 numero di travi

OK

Travi ad anima piena e reticolari

Travi isolate

1382.7 p(z1) = pressione alla quota inferiore [N/m²]

1572.7 p(z2) = pressione alla quota superiore [N/m²]

Travi multiple

Nel caso di più travi disposte parallelamente a distanza d non maggiore del doppio dell'altezza h, il valore della pressione sull'elemento successivo sarà pari a quello sull'elemento precedente moltiplicando per il seguente coefficiente di riduzione:

$\mu = .2$

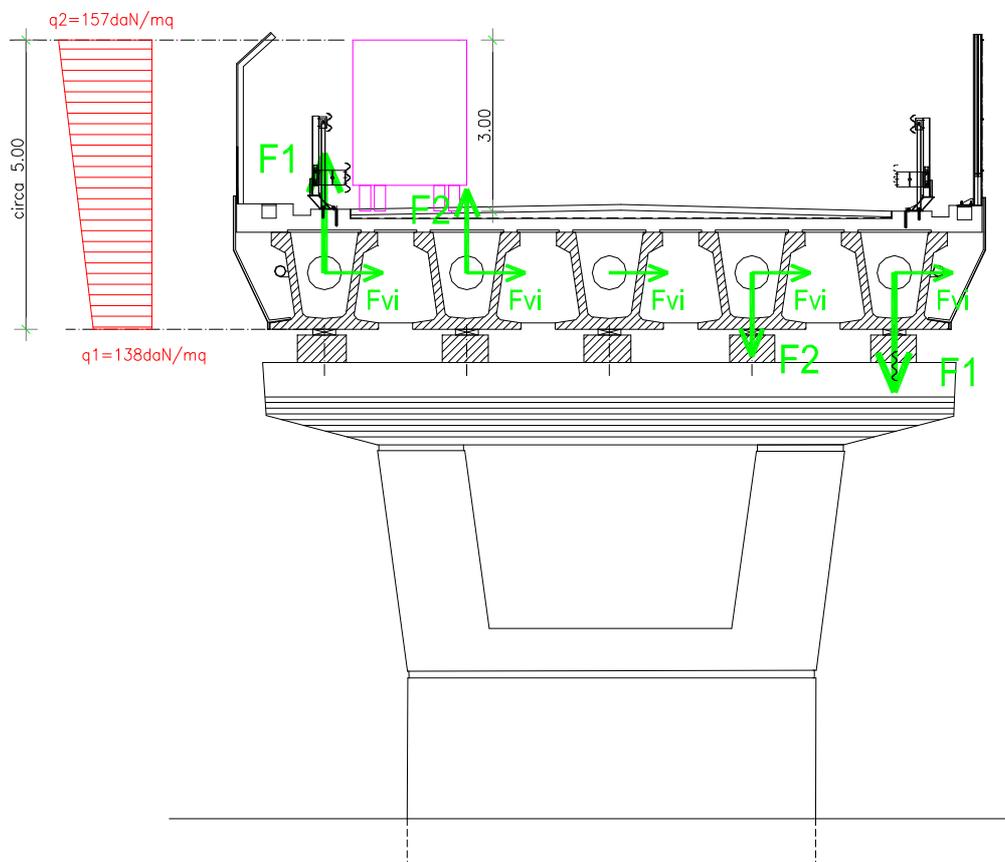
La pressione totale va considerata agente solo su Sp

Azioni tangenti

8.6 p_f(z1) = azione tangente alla quota inferiore [N/m²]

9.8 p_f(z2) = azione tangente alla quota superiore [N/m²]

OK



Con riferimento alla precedente figura:

$F_{vi} = 737.5$ daN/m (distribuito unif. distr. sulle travi)

$F1 = 152.92$ daN/m

$F2 = 76.45$ daN/m

7.1.3.5 Azione d'urto per veicoli in svio[q_8]

Si rimanda a quanto esposto nel §7.5.8 della presente relazione.

7.1.4 AZIONE SISMICA [q_6]

Vale quanto esposto nel §6.2 della presente relazione di calcolo.

In particolare, l'azione sismica è definita attraverso l'accelerazione massima attesa in superficie ed i relativi spettri di risposta. Le due componenti orizzontali indipendenti che descrivono il moto sismico sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta.

Il calcolo dell'azione sismica avviene secondo quanto indicato ai punti 7.9.5.5 e 7.9.5.6 del D.M. 14/01/2008. Per il calcolo delle azioni dovute al sisma, in osservanza al punto 7.9.5.6.2 si può assumere che la spalla si muova con il terreno, pertanto come accelerazione di progetto si considera la quantità a_g con fattore di struttura $q=1$.

Si riporta nel seguito il tabulato ottenuto col programma di calcolo:

Analisi sismica - Statica lineare - (NTC 2008)

DATI PROGETTO

Edificio sito in località (long. 10.854 lat. 45.159900)

Categoria del suolo di fondazione = C

coeff. di amplificazione stratigrafica $S_s = 1.500$

coeff. di amplificazione topografica $S_T = 1.000$

$S = 1.500$

vita nominale dell'opera $V_N = 50$ anni

Coefficiente d'uso $C_U = 1.5$

Periodo di riferimento $V_R = 75.0$

PVR : probabilità di superamento in $V_R = 10$ %

Tempo di ritorno = 712

Coeff. di smorzamento viscoso = 5.0

Valori risultanti per :
 a_g 1.071 [g/10]
 F_0 2.553
 TC^* 0.302

Fattore di struttura q = 1.000

Rapporto spettro di esercizio / spettro di progetto = 0.429

Coeff. λ = 1.0000
 S_d = 0.176

Numero condizioni generanti carichi sismici : 2

Cond. 002 : Permanente_____ con coeff. 1.028
 Cond. 010 : masse_sismiche con coeff. 1.028

Condizioni di carico sismico generate:

Cond. 022 : Sisma X
 Cond. 023 : Sisma Y
 Cond. 024 : Torcente add. X
 Cond. 025 : Torcente add. Y

Carichi sismici :

Piani	Pesi	C. distr.	Forze di piano	Torc. di piano X	Torc. di piano Y	Baric. X	Baric. Y
cm	daN		daN	daNcm	daNcm	cm	cm
800.0	985323	0.1760	173417	11116015	28093516	1620.0	26.0

Si ottiene azione sismica corrispondente ad una forza orizzontale equivalente pari a

$$F_{\text{SISMA } x,y}(T=0) = \pm a_g \cdot W_{\text{tot}} = 173417 \text{ daN} \quad [a_g(T=0) = 0.176]$$

per ciascuna campata, cui si aggiungono effetti torcenti :

$$M_{\text{Torc, x}} = \pm 11116015 \text{ daN}\cdot\text{cm} ;$$

$$M_{\text{Torc, y}} = \pm 28093516 \text{ daN}\cdot\text{cm}.$$

In direzione verticale, la verifica dell'impalcato è svolta assunto per l'azione sismica il valore $q=1$, cui corrisponde una forza "spalmata" sulle travi per unità di lunghezza:

$$q_{\text{sisma Z}} = \pm 129.52 \text{ daN/m / trave}$$

7.1.5 DEFORMAZIONI IMPRESSE

7.1.5.1 Variazione Termica (ΔT) [ϵ_3]

Con riferimento alle indicazioni riportate nel §3.5.2 delle NTC08, per cui la temperatura dell'aria esterna può assumere il valore massimo $+45^\circ$ ed il valore minimo -15° , si considera il manufatto come struttura in c.a. non protetta, utilizzando una variazione uniforme di temperatura pari a $\Delta T = \pm 15^\circ$.

7.1.5.2 Ritiro e viscosità [ϵ_2]

Ci si riferisce alle indicazioni riportate nel §11.2.10.6 e §11.2.10.7 delle NTC08 e a quanto esposto nei successivi paragrafi in relazione (cfr. §7.4.3.2.2 e § 7.4.3.2.3).

7.2 COMBINAZIONI DEI CARICHI

Con riferimento a quanto già esposto nei §6.1.1, §6.1.2 e §6.2.5 della presente relazione, si riassumono nella tabella seguente le principali combinazioni di carico utilizzate nella modellazione:

	Peso Proprio [g_1]	Permanenti [g_2]	Presollecitazioni [ϵ_1]	Effetti Reologici : Ritiro e Viscosità [ϵ_2]	Variazioni Termiche $\pm \Delta T$ [ϵ_3]	Traffico Veicolare : [Q_{ki} ; q_{ik}]	Folla [q_{folia}]	Frenamento [q_3]	Neve, Vento [$q_{\text{neve, vento}}$]	Veicoli in svro [q_{sv}]	AZIONI SISMICHE [q_6]
SLU-STR 01	1,3 (1,0)	1,35 (0,0)	1,0	1,20 (0,0)		1,35	1,5 · [2,5 kN/m ²]		0,6 · [q_{vento}]		
SLU-STR 02	1,3 (1,0)	1,35 (0,0)	1,0	1,20 (0,0)	0,6 · 1,20	1,35	1,5 · [2,5 kN/m ²]		0,6 · [q_{vento}]		
SLU-STR 03	1,3 (1,0)	1,35 (0,0)	1,0	1,20 (0,0)		0,75 · 1,35 · Q_{ik} 0,40 · 1,35 · q_{ik}	1,0 · [2,5 kN/m ²]		1,5 · [q_{neve}] 0,6 · [q_{vento}]		
SLU-STR 04	1,3 (1,0)	1,35 (0,0)	1,0	1,20 (0,0)			1,5 · [5 kN/m ²]		0,6 · [q_{vento}]		
SLU-STR 05	1,3 (1,0)	1,35 (0,0)	1,0	1,20 (0,0)	0,6 · 1,20		1,5 · [5 kN/m ²]		0,6 · [q_{vento}]		
SLU-STR 06	1,3 (1,0)	1,35 (0,0)	1,0	1,20 (0,0)		0,75 · 1,35 · Q_{ik} 0,40 · 1,35 · q_{ik}	1,5 (0,0)·[5 kN/m ²]	1,35	0,6 · [q_{vento}]		
SLU-STR 07	1,3 (1,0)	1,35 (0,0)	1,0	1,20 (0,0)	0,6 · 1,20	0,75 · 1,35 · Q_{ik} 0,40 · 1,35 · q_{ik}	1,5 (0,0)·[5 kN/m ²]	1,35	0,6 · [q_{vento}]		
SLU-SISMA 01	1,0 (1,0)	1,0 (0,0)	1,0	1,0 (0,0)	0,5						$\pm 1,0$ [$E_x+0,30E_y+0,3E_z$]
SLU-SISMA 02	1,0 (1,0)	1,0 (0,0)	1,0	1,0 (0,0)	0,5						$\pm 1,0$ [$0,3E_x+E_y+0,3E_z$]
SLE-RARA 01	1,0 (1,0)	1,0 (0,0)	1,0	1,0 (0,0)	0,6	1,0	1,0 · [2,5 kN/m ²]		0,6 · [q_{vento}]		
SLE-RARA 02	1,0 (1,0)	1,0 (0,0)	1,0	1,0 (0,0)	1,0	0,75 · 1,0 · Q_{ik} 0,40 · 1,0 · q_{ik}	1,0 · [2,5 kN/m ²]		0,6 · [q_{vento}]		
SLE-RARA 03	1,0 (1,0)	1,0 (0,0)	1,0	1,0 (0,0)	0,6		1,0 · [5 kN/m ²]		0,6 · [q_{vento}]		
SLE-RARA 04	1,0 (1,0)	1,0 (0,0)	1,0	1,0 (0,0)	0,6	0,75 · 1,0 · Q_{ik} 0,40 · 1,0 · q_{ik}	1,0 · [2,5 kN/m ²]	1,0	0,6 · [q_{vento}]		
SLE-FREQ 01	1,0 (1,0)	1,0 (0,0)	1,0	1,0 (0,0)	0,5	0,75 · 1,0 · Q_{ik} 0,40 · 1,0 · q_{ik}	0,75 · [2,5 kN/m ²]				
SLE-FREQ 02	1,0 (1,0)	1,0 (0,0)	1,0	1,0 (0,0)	0,5		0,75 · [5 kN/m ²]				
SLE-FREQ 03	1,0 (1,0)	1,0 (0,0)	1,0	1,0 (0,0)	0,5			1,0			
SLE-Q.PERM 01	1,0 (1,0)	1,0 (0,0)	1,0	1,0 (0,0)	0,5						
SLE-Q.PERM 02	1,0 (1,0)	1,0 (0,0)	1,0	1,0 (0,0)							

Nota: i valori tra parentesi corrispondono alle azioni intese come "favorevoli"; qualora in

combinazione l'effetto delle medesime azioni risulti più gravoso con coeff. "favorevole" anzichè "sfavorevole" sarà utilizzato il più gravoso.

7.3 MODELLI DI CALCOLO

L'analisi della struttura è stata condotta mediante una modellazione tridimensionale a graticcio dell'impalcato, basata sul metodo degli elementi finiti.

Il modello a graticcio è costituito da 5 travi longitudinali con luce di calcolo $L=32.40\text{m}$, con vincoli agli estremi corrispondenti agli appoggi evidenziati in figura e corrispondenti rispettivamente a carrelli verticali (vincoli multidirezionali), cerniere sferiche (vincoli fissi) e blocchi orizzontali con direzione libera lungo x (vincoli unidirezionali). I vincoli posti in corrispondenza degli appoggi delle travi principali sono pensati come indeformabili e non cedevoli verticalmente.

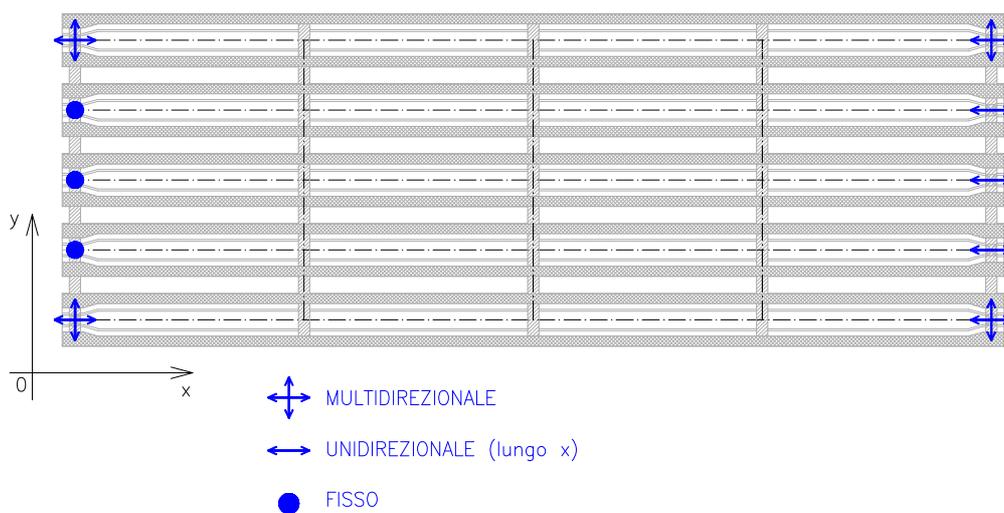
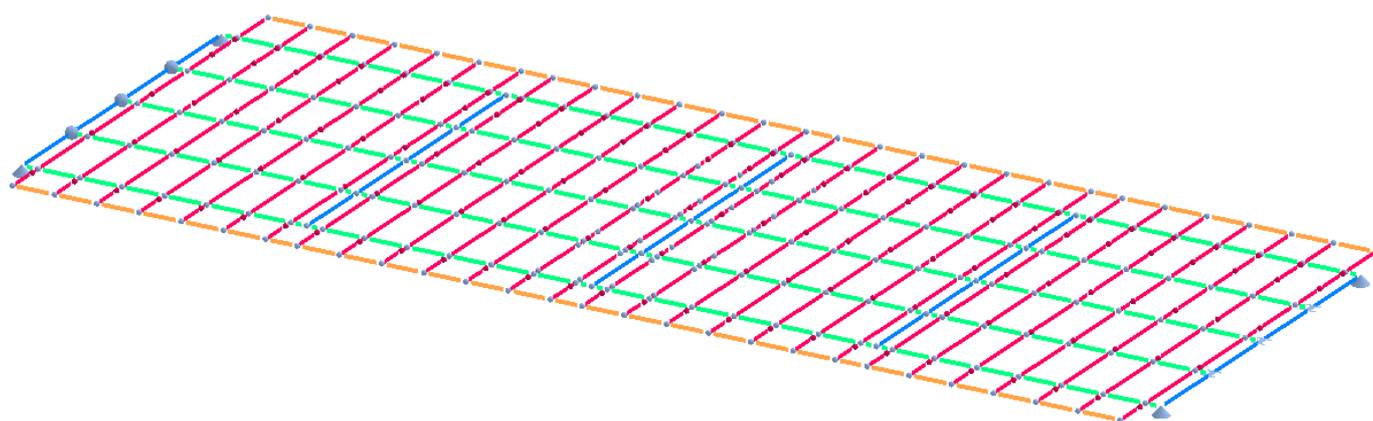
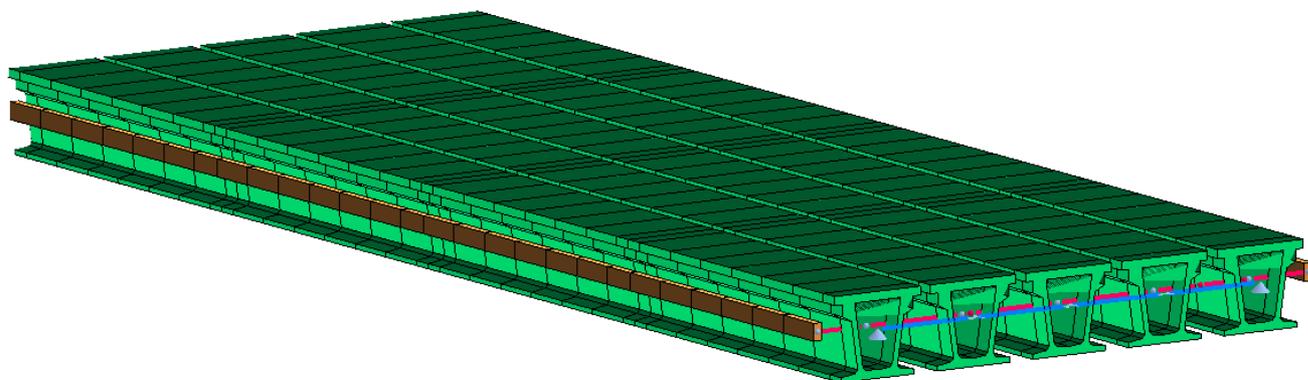


Figura 7-7 : schema appoggi impalcato

Le travi sono modellate con elementi tipo "beam", schematizzanti gli elementi prefabbricati visibili in colore verde chiaro nelle figure che seguono; esse sono collegate tra loro, in senso trasversale, mediante n°2 traversi di testata e n° 3 traversi intermedi aventi sezione $40 \times 160\text{cm}$, modellati con elementi tipo "beam" visibili in colore blu, e mediante una serie di elementi "beam" intermedi in colore rosso che schematizzano la soletta $sp=20\text{cm}$ dell'impalcato aventi sezione $120 \times 20\text{cm}$ (la coppella $sp=4\text{cm}$ è stata inserita come peso ma non come elemento collaborante della piastra).

I cordoli laterali di chiusura dell'impalcato sugli sbalzi estremi della soletta sono

realisticamente modellati con aste aventi sez. $b \times h = 20 \times 40\text{cm}$ (visibili in colore arancione).



I parametri flessionali e torsionali delle travi longitudinali che compongono l'impalcato corrispondono alle caratteristiche statico-geometriche della sezione omogeneizzata trave c.a.p. - soletta (cfr. Figura 7-12 e Tabella 7-2 a seguire).

I parametri flessionali e torsionali delle aste che rappresentano la soletta sono state calcolate come segue:

- Inerzia flessionale: poichè la luce netta reale della soletta $L_1 = 0.64 \text{ m}$, compresa tra due travi adiacenti, risulta inferiore alla lunghezza $L_2 = 2.50 \text{ m}$ corrispondente all'interasse tra le travi e assunta nel modello ad elementi finiti, si calcola l'inerzia equivalente di una asta doppiamente incastrata di lunghezza $L_2 = 0.64 \text{ m}$ affinché il momento flettente dovuto ad uno spostamento verticale unitario impresso all'estremo $\delta = 1$, sia pari a quello di una asta di lunghezza $L_1 = 2.50 \text{ m}$:

$$M = (6 E J / L^2) \delta \quad \Rightarrow \quad 6 E J_1 / L_1^2 = 6 E J_2 / L_2^2$$

$$J_2 = J_1 L_2^2 / L_1^2$$

- Inerzia torsionale: si ottiene applicando la formula

$$J_t = b h^3 / 6$$

A partire dal graticcio sopra descritto sono stati realizzati diversi modelli di calcolo, caratterizzati dalla diversa posizione dei carichi mobili lungo l'asse del ponte, a partire dal modello n°1 in cui i carichi mobili q_{1a} sono posizionati in corrispondenza della mezzeria del ponte fino al modello n°5 in cui essi sono in corrispondenza dell'appoggio. I carichi mobili si ripartiscono sulle aste che schematizzano la soletta mediante opportune aste fittizie.

Gli elementi "beam" schematizzanti le travi principali in c.a.p., i traversi e la soletta risultano mutuamente incastrati tra loro.

Con il modello F.E.M. si coglie il comportamento della struttura a partire dalla "FASE C" (cfr §7.4.1.3), cioè dal momento in cui la soletta è solidarizzata alla trave e quindi la sezione reagente è la sezione composta "trave+soletta". Pertanto nel modello sviluppato travi, soletta e traversi vengono modellati esclusivamente con lo scopo di definire la rigidezza effettiva dell'impalcato, in quanto il peso proprio della trave, il peso della soletta e il peso dei traversi agiscono nelle fasi iniziali ("FASE A" + "FASE B"), in cui la sezione reagente è quella della sola trave in c.a.p..

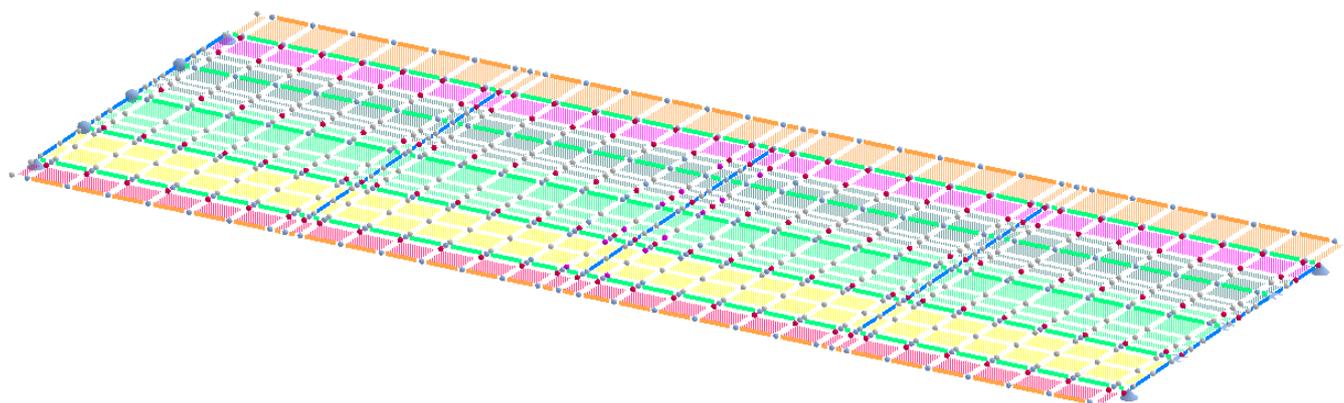
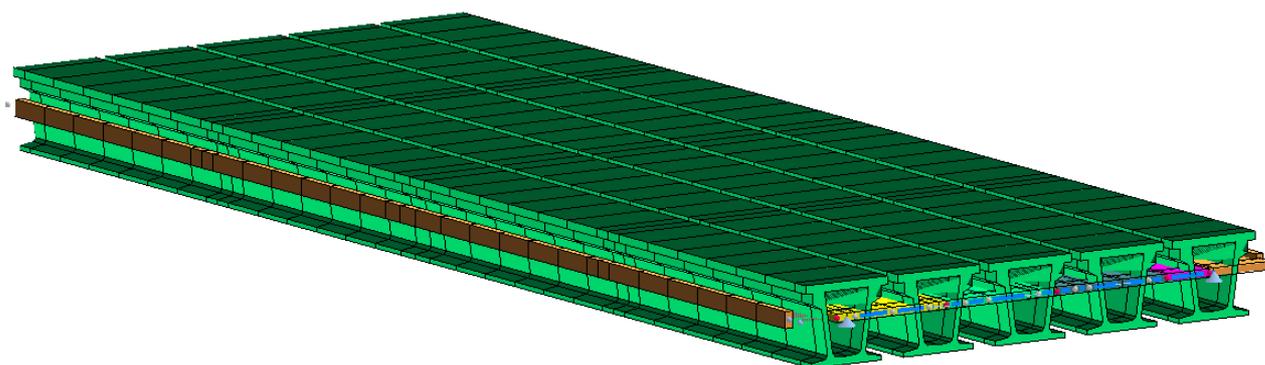
Il peso proprio della trave è valutato direttamente dal programma di verifica, sulla base della geometria della trave stessa; il peso della soletta è introdotto come carico uniformemente distribuito lungo l'asse della trave; il peso dei traversi è distribuito sulla lunghezza delle aste schematizzanti i traversi stessi.

I carichi corrispondenti alle fasi intermedie e a lungo periodo (permanenti portati, accidentali, sismici...) applicati sul modello nelle opportune combinazioni sono trattati nei §7.1 e §7.2 .

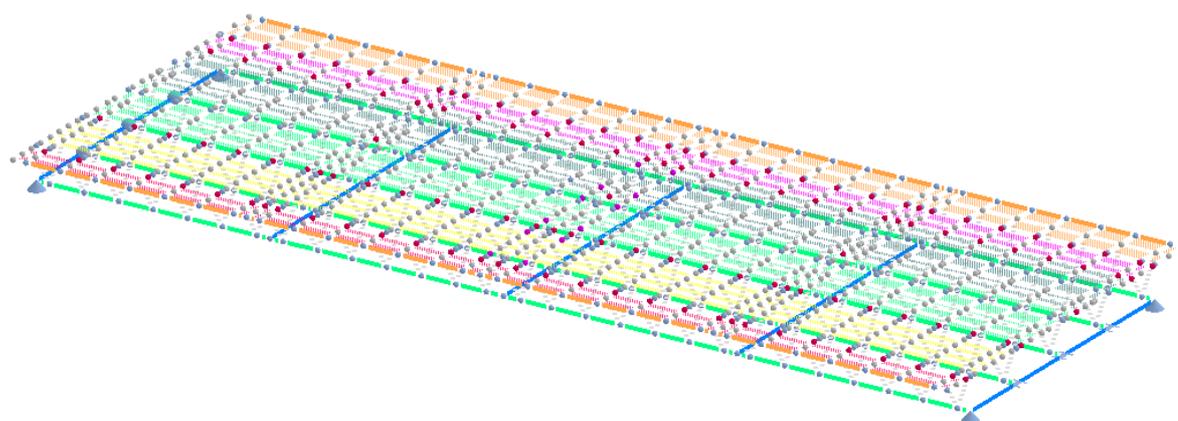
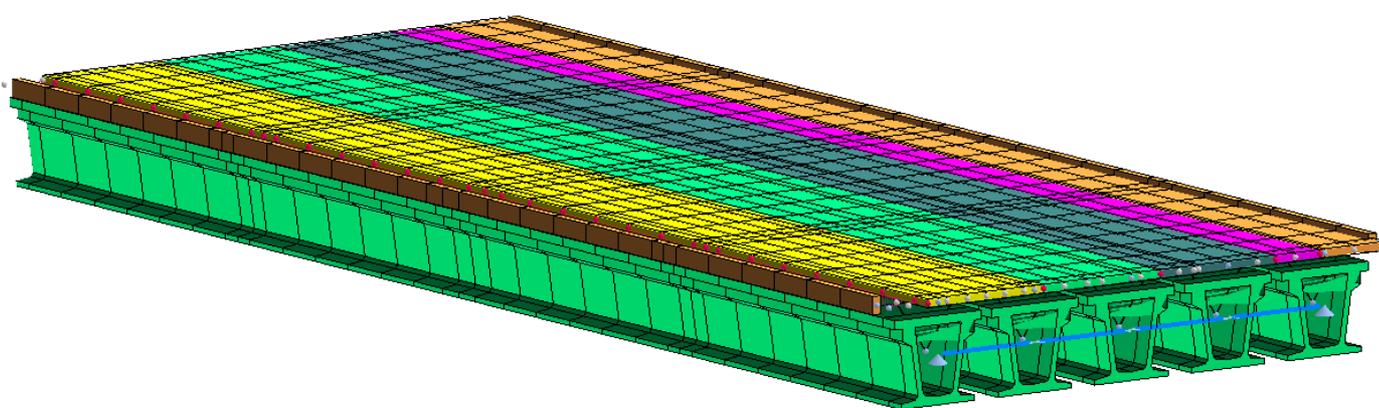
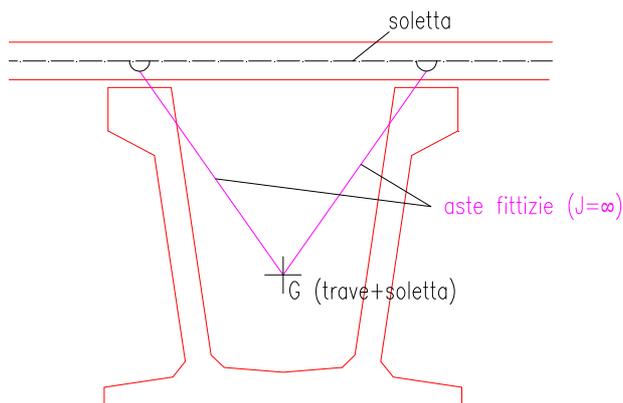
7.3.1 CONFRONTO TRA DIVERSE MODELLAZIONI F.E.M.

Per completezza, oltre al modello a graticcio tridimensionale precedentemente descritto sono stati analizzate altre soluzioni di modellazione, confrontandole con la precedente.

Una soluzione alternativa (Variante 1) consiste nel modellare le travi in c.a.p. ed i traversi in analogia col modello a graticcio precedente e la soletta con elementi "shells" di spessore $s_p=20\text{cm}$ equivalente alla soletta reale, come riportato nella figura seguente (per semplicità le porzioni di soletta con diversi carichi distribuiti - corrispondenti ai q_{ki} e al carico da folla $q_{k,folia}$ sono stati modellati in colori diversi)



Alternativamente (Variante 2), partendo dalla modellazione precedente con travi in c.a.p. e traversi modellati con elementi "beam" e soletta modellata con elementi "shells" di spessore $s_p=20\text{cm}$, il collegamento tra l'elemento "beam" rappresentativo della trave e gli "shells" rappresentativi della soletta trasversale, è stato realizzato mediante elementi ausiliari ("links") aventi rigidità infinita, che riportano il collegamento nella effettiva posizione baricentrale della sezione della trave e riducono la lunghezza libera della soletta al suo valore reale, come schematizzato nella figura seguente:



Confrontando le distribuzioni dei momenti massimi sulla trave più sollecitata (quella di bordo) ed evidenziando i valori nelle mezzerie delle travi accostate dell'impalcato sotto i soli carichi accidentali ($Q_{ki} + q_{ki}$) oltre al carico da folla $q_{k, folla} = 50\% \times 5 = 2,5 \text{ kN/m}^2$ si dimostra, nel caso dell'impalcato in esame, l'analogia tra le modellazioni svolte.

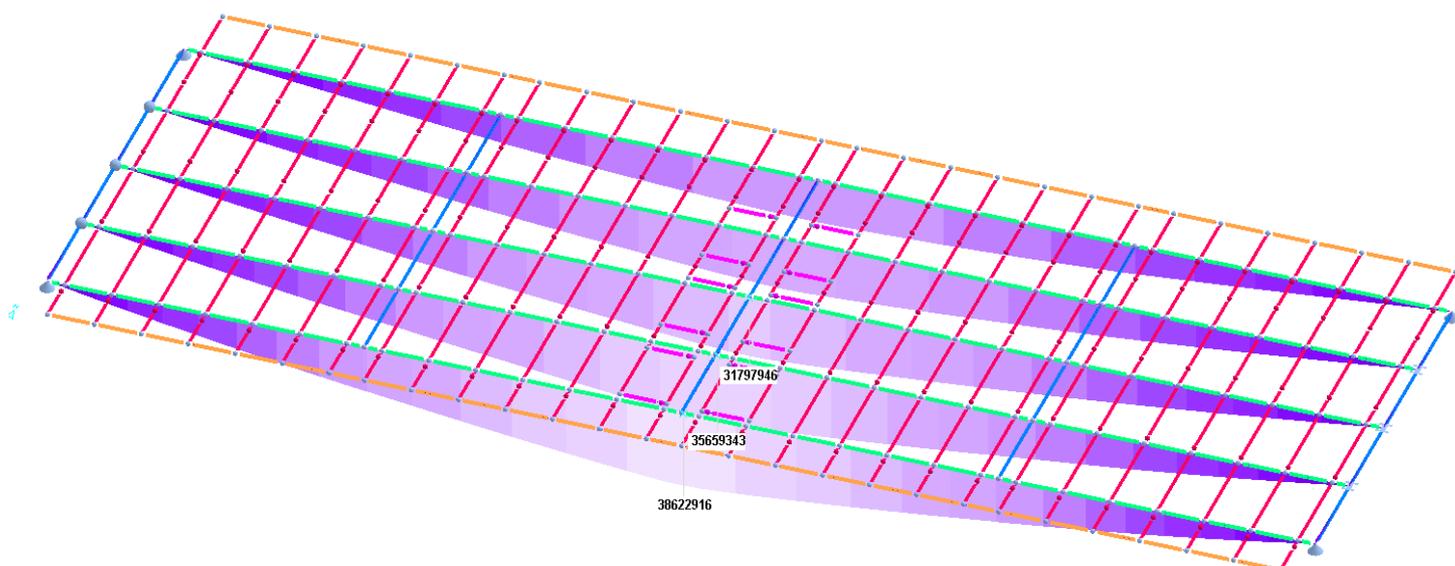


Figura 7-8 : M_{zz} [daNcm] con i soli $Q_{ki}+q_{ki}+q_{k,folia}$: schema a graticcio tridimensionale

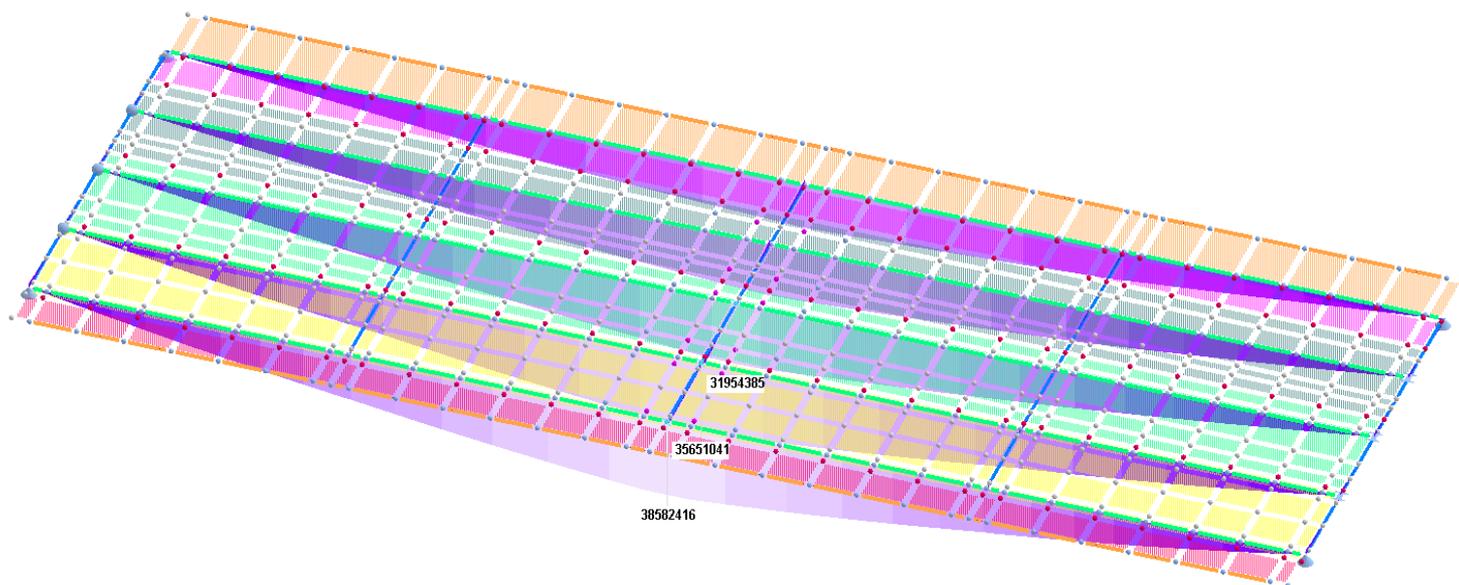


Figura 7-9 : Variante 1: M_{zz} [daNcm] con i soli $Q_{ki}+q_{ki}+q_{k,folia}$: schema a graticcio tridimensionale con soletta modellata con "shells"

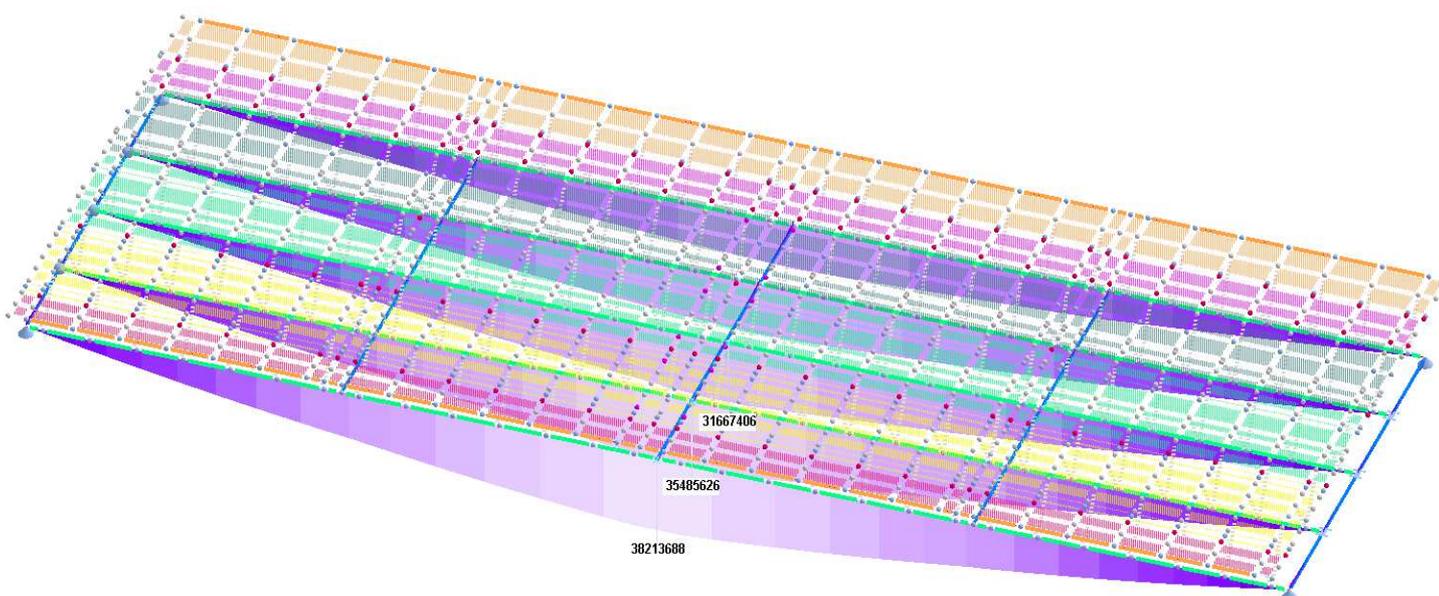


Figura 7-10 : Variante 2: M_{zz} [daNcm] con i soli $Q_{ki}, +q_{ki}+q_{k.folla}$: schema a graticcio tridimensionale con soletta modellata con "shells" collegata mediante links alle travi in c.a.p.

Le verifiche seguenti saranno effettuate partendo dalla prima modellazione a graticcio proposta (la più cautelativa in termini di sollecitazioni calcolate).

7.4 TRAVE IN C.A.P. PIU' SOLLECITATA (TRAVE DI BORDO)

7.4.1 FASI COSTRUTTIVE

Si distinguono diverse fasi costruttive corrispondenti alle verifiche agli Stati Limite di Esercizio e agli Stati Limite Ultimi, comprensive delle cadute di tensione di precompressione ai trefoli per gli effetti di accorciamento elastico iniziale, ritiro, viscosità o "fluage" del cls, rilassamento.

7.4.1.1 FASE A : *situazione iniziale: $t=t_0$ (S.L.E.)*

Fase iniziale dalla posa in tensione dei trefoli al loro taglio.

I carichi agenti corrispondono al peso proprio della trave in c.a.p. sommato alla precompressione a tempo iniziale ($t=t_0$).

Nelle verifiche si considera la sezione di trave avente geometria e caratteristiche inerziali (escluse aggiunte di trefoli e armatura lenta) riportate nel seguito:

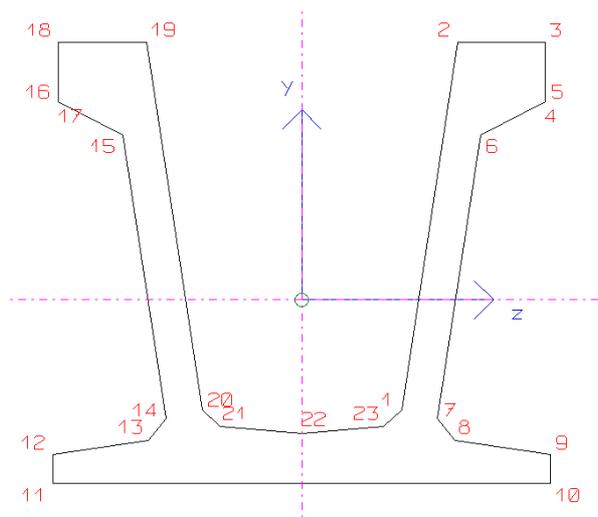


Figura 7-11

Caratteristiche sezione			
Jz [cm4]:	32485920.357	A [cm2]:	8957.396
Jy [cm4]:	30321303.524	ATz [cm2]:	8957.396
Jzy [cm4]:	0	ATy [cm2]:	8957.396
Jt [cm4]:	618861	Zg [cm]:	0
Wzs [cm3]:	326818.211	Yg [cm]:	0
Wzi [cm3]:	460144.308	α [°]:	0
Wys [cm3]:	319171.616	J1 [cm4]:	32485920.357
Wyi [cm3]:	319171.616	J2 [cm4]:	30321303.524

Tabella 7-1

Con riferimento alle cadute di tensione si sviluppa tutta la perdita elastica iniziale; ritiro e viscosità non si sviluppano perché rispettivamente il calcestruzzo matura in stabilimento e la trave non è ancora stata caricata.

7.4.1.2 FASE B: situazione a breve termine: $t > t_0$ (S.L.E.)

Fase a breve termine ($t > t_0$) dal taglio dei trefoli al getto della soletta non ancora maturata.

I carichi agenti, che si sommano a quelli della precedente FASE A, sono quelli relativi al peso proprio della soletta d'impalcato con getto non ancora maturato ("peso morto" sulla trave in c.a.p.).

Nelle verifiche si considera la sezione di trave avente geometria e caratteristiche inerziali riportate in Figura 7-11 e in Tabella 7-1.

Si considerano inoltre 1/3 delle cadute di tensione totali dovute a ritiro, viscosità e rilassamento nella trave.

7.4.1.3 FASE C: situazione intermedia: $t_0 \ll t \ll t_\infty$ (S.L.E.)

Fase intermedia ($t_0 \ll t \ll t_\infty$) a maturazione della soletta.

I carichi agenti, che si sommano a quelli delle precedenti FASE A + B, sono i permanenti portati e i carichi accidentali sulla sezione omogeneizzata trave-soletta avente geometria e caratteristiche inerziali riportate in Figura 7-12 e in Tabella 7-2.

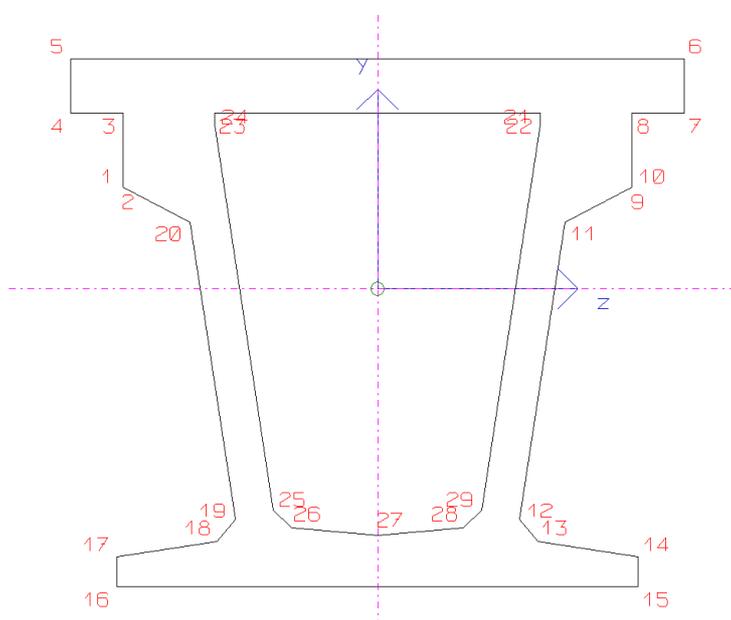


Figura 7-12

Caratteristiche sezione			
Jz [cm4]:	72080949.07	A [cm2]:	13701.587
Jy [cm4]:	50589250.208	ATz [cm2]:	13701.587
Jzy [cm4]:	0	ATy [cm2]:	13701.587
Jt [cm4]:	44022600	Zg [cm]:	0
Wzs [cm3]:	854341.282	Yg [cm]:	0
Wzi [cm3]:	657494.152	α [°]:	0
Wys [cm3]:	452073.189	J1 [cm4]:	72080949.07
Wyi [cm3]:	452073.189	J2 [cm4]:	50589250.208

Tabella 7-2

In questa Fase non si considerano ulteriori cadute di tensione.

7.4.1.4 FASE D: situazione a lungo termine: $t \rightarrow \infty$ (S.L.E.)

Fase a lungo termine ($t \rightarrow \infty$).

Permangono i carichi agenti nelle precedenti fasi (FASE A+B+C) e ad essi si aggiungono i rimanenti 2/3 delle cadute di tensione totali dovute a ritiro, viscosità e rilassamento nella trave.

Nelle verifiche si considera la sezione omogeneizzata trave-soletta avente geometria e caratteristiche inerziali riportate in Figura 7-12 e in Tabella 7-2.

7.4.1.5 FASE E: situazione in condizioni ultime (rottura e/o collasso): $t \rightarrow \infty$ (S.L.U.)

Fase a lungo termine ($t \rightarrow \infty$).

Si considerano tutti i carichi agenti sulle strutture, compresi effetto sismico e la totalità delle cadute di tensione dovute a ritiro, viscosità e rilassamento nella trave.

Nelle verifiche a rottura (S.L.U.) previste dalla vigente normativa si considera la sezione omogeneizzata trave-soletta avente geometria e caratteristiche inerziali riportate in Figura 7-12 e in Tabella 7-2.

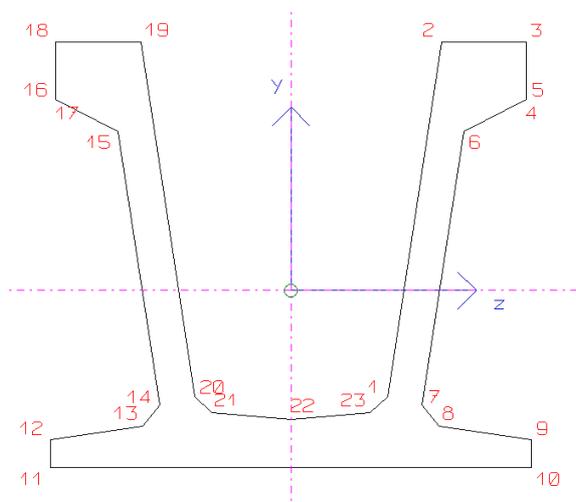
7.4.2 CARATTERISTICHE DELLE SEZIONI

Per lo studio delle sollecitazioni agenti sulle travi nelle varie fasi (iniziale, di esercizio e di stato limite ultimo) si verificano le sezioni tipo della trave a "V" di bordo nelle seguenti configurazioni:

- in fase iniziale si considera la sola trave reagente mentre la soletta non ancora matura risulta essere un carico permanente aggiuntivo al peso proprio della trave stessa;
- in fase di esercizio e di stato limite ultimo si considera la sezione omogeneizzata trave-soletta collaborante.

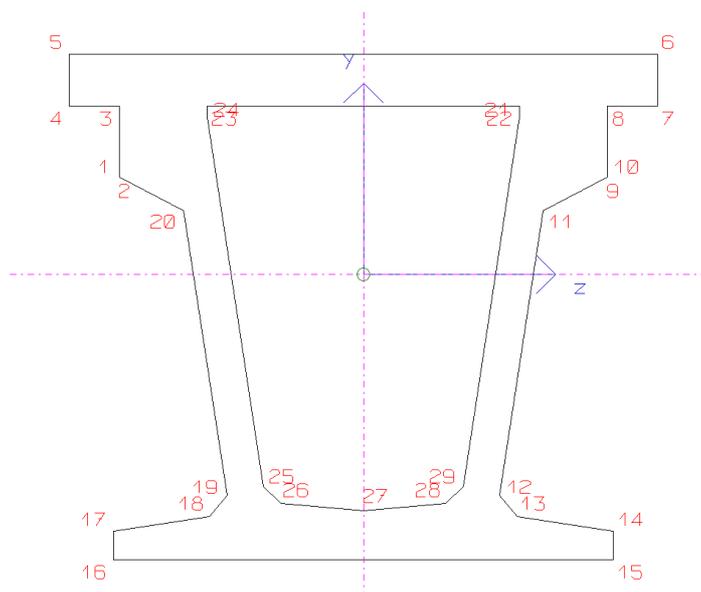
Si riportano di seguito le caratteristiche geometriche ed inerziali delle sezioni correnti delle travi.

7.4.2.1 Fase iniziale



<i>SEZIONE CLS</i>	Area :	0.8957	m ²
	Inerzia flessionale :	32485920	cm ⁴
	Peso proprio :	22.39	kN/m

7.4.2.2 Fasi successive a soletta maturata



Coeff. di omogeneizz.	$n = E_{c \text{ trave}} / E_{c \text{ soletta}} =$	1.117	
<i>SEZIONE CLS</i>	Area :	1.3701	m ²
	Inerzia flessionale :	72080949	cm ⁴
	Inerzia torsionale :	44022600	cm ⁴

<i>SEZIONE OMOG.</i>	SEZIONE 1 (x = 1620 cm)	SEZIONE 2 (x = 1215 cm)	SEZIONE 3 (x = 810 cm)	SEZIONE 4 (x = 405 cm)	SEZIONE 5 (x = 404 cm)	SEZIONE 6 (x = 50 cm)	SEZIONE 7 (x = 49 cm)
n° trefoli	70	70	70	70	64	64	0
Area omogeneizz.	14328.24 cm ²	14328.24 cm ²	14328.24 cm ²	14328.24 cm ²	14286.54 cm ²	14511.73 cm ²	14066.93 cm ²
J _x omogeneizz.	83014964.72 cm ⁴	80064388.43 cm ⁴	80064388.43 cm ⁴	80064388.43 cm ⁴	79902638.35 cm ⁴	82507598.04 cm ⁴	81747499.32 cm ⁴
W _{sup} omogeneizz.	1374042.83 cm ³	1325205.63 cm ³	1325205.63 cm ³	1325205.63 cm ³	1329800.04 cm ³	1336991.9 cm ³	1387784.37 cm ³
W _{inf} omogeneizz.	757550.39 cm ³	730625 cm ³	730625 cm ³	730625 cm ³	726957.33 cm ³	761922.98 cm ³	735834.48 cm ³
e _p (eccentricità cavo equiv.)	817.69 mm	403.99 mm	403.99 mm	403.99 mm	389.24 mm	374.04 mm	0 mm
YG omogeneizz.	1095.83 mm	1095.83 mm	1095.83 mm	1095.83 mm	1099.14 mm	1082.89 mm	1110.95 mm

7.4.3 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

7.4.3.1 Fase iniziale

7.4.3.1.1 Peso proprio della trave

$$A = 0.8957 \text{ m}^2$$

$$\gamma_{\text{CAP}} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{p.p. trave}_{\text{CAP}} = 0.8957 \cdot 25 = 22.3925 \text{ kN/m}$$

$$J = 32485920 \text{ cm}^4$$

$$E_{\text{cm}} = 36416.1 \text{ Mpa}$$

$$L = 32.40 \text{ m (luce da calcolo)}$$

$$M_{\text{max}} = q_{\text{pp}} L^2 / 8 = (22.39 \cdot 32.40^2) / 8 = 2938.34 \text{ kNm}$$

$$T_{\text{max}} = q_{\text{pp}} L / 2 = 22.39 \cdot 32.40 / 2 = 362.76 \text{ kN}$$

$$f_{\text{max}} = 5 / 384 \times (q_{\text{pp}} \cdot L^4) / EJ = 27.16 \text{ mm}$$

7.4.3.1.2 Precompressione

Tensione iniziale al martinetto: $\sigma_{spi} = 1450 \text{ Mpa}$

Diametro nominale del singolo trefolo: $D_n = 6/10''$

Area nominale del singolo trefolo: $A_p = 139 \text{ mm}^2$

Sezione	n° trefoli	Posizione dall'appoggio x (cm)	Tiro iniziale N_0 (N)
1 (x = 1620 cm)	70	1 620.0	-14 108 500
2 (x = 1215 cm)	70	1 215.0	-14 108 500
3 (x = 810 cm)	70	810.0	-14 108 500
4 (x = 405 cm)	70	405.0	-14 108 500
5 (x = 404 cm)	70	1 620.0	-14 108 500
6 (x = 50 cm)	64	404.0	-12 899 200
7 (x = 49 cm)	64	50.0	-12 899 200

7.4.3.1.3 p.p. trave + getto della soletta

$$A_{sol} = 2.50 \cdot 0.20 = 0.50 \text{ m}^2$$

$$\text{coppella prefabbricata } sp=4\text{cm} : A_{copp} = 2.5 \cdot 0.04 = 0.10 \text{ m}^2$$

$$\gamma_{CA} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{p.p. soletta} = (A_{sol} + A_{copp}) \cdot \gamma_{CA} = 15.00 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{p.p. trave }_{CAP} = 22.3925 \text{ kN/m}$$

$$q_{pp+sol} = \text{p.p. soletta} + \text{p.p. trave} = 37.3925 \text{ kN/m}$$

$$J = 32485920 \text{ cm}^4$$

$$E_{cm} = 36416.1 \text{ Mpa}$$

$$L = 32.40 \text{ m (luce da calcolo)}$$

$$M_{\max} = q_{pp+sol} L^2 / 8 = (37.3925 \cdot 32.40^2) / 8 = 4906.64 \text{ kNm}$$

$$T_{\max} = q_{pp+sol} L / 2 = 37.3925 \cdot 32.40 / 2 = 605.76 \text{ kN}$$

$$f_{\max} = 5 / 384 \times (q_{pp+sol} \cdot L^4) / EJ = 45.35 \text{ mm}$$

7.4.3.2 Calcolo delle cadute di tensione

Si calcolano le cadute di precompressione riportando i relativi procedimenti di calcolo adottati.

Si richiamano nella tabella seguente le diverse fasi costruttive associate alle percentuali dei vari tipi di cadute.

FASE A: FASE INIZIALE : accorciamento elastico iniziale al taglio dei trefoli sotto l'effetto del p.p. della trave.

FASE B: DAL TAGLIO DEI TREFOLI AL GETTO DELLA SOLETTA NON ANCORA MATURATA: si valuta 50% delle cadute di tensione complessive sotto i carichi di p.p. trave + soletta.

FASE C: VERIFICA A BREVE TERMINE con soletta omogeneizzata alle travi e applicazione dei carichi permanenti portati e degli accidentali.

FASE D,E :VERIFICA A LUNGO TERMINE (tempo ∞) : si aggiunge il rimanente 50% delle cadute di tensione complessive sotto i carichi permanenti e accidentali nelle varie combinazioni di carico.

Fase	Perdita elastica %	Rilass. %	Ritiro %	Fluage %
A	100	0.00	0.00	0.00
B	0.00	50	50	50
C	0.00	0.00	0.00	0.00
D , E	0.00	50	50	50
Totale	100	100	100	100

7.4.3.2.1 Accorciamento elastico iniziale

$$\Delta\sigma_{p,el} = n \cdot \left(\frac{N_0}{A_{id}} + \frac{M_0 - M_{p.p.}}{J_{id}} \cdot e_p \right)$$

essendo:

n coefficiente di omogeneizzazione posto pari a 6;

N_0 : tiro di precompressione iniziale ;

M_0, M_{pp} : momenti dovuti al carico di precompr. e al p.p. della trave+soletta ;

$A_{id} = A_{trave\ CAP} + 6 A_{tot\ trefoli}$;

$J_{id} = J_{trave\ CAP} + (J_{tot\ trefoli} + A_{tot\ trefoli} \cdot e_p^2)$;

e_p : eccentricità del cavo risultante dal baricentro della sezione di trave.

A ciò corrisponde la seguente caduta di tiro:

$$\Delta P_{p,el} = \Delta\sigma_{p,el} \cdot A_p$$

N_0^* : tiro di precompressione iniziale ridotto, ossia N_0 depurato da $\Delta P_{p,el}$;

Tabella riassuntiva relativa all'accorciamento elastico iniziale:

sezione	N_0 N	A_{id} cm^2	J_{id} cm^4	e_p mm	M_0 Nmm	M_{pp} Nmm	$\Delta\sigma_{p,el}$ Mpa	$\Delta P_{p,el}$ N	N_0 N
1	-1.41E+07	9584.24	3.52E+07	403.99	-5.70E+09	2.94E+09	-107.33	-1.04E+06	-1.31E+07
2	-1.41E+07	9584.24	3.52E+07	403.99	-5.70E+09	2.75E+09	-108.60	-1.06E+06	-1.31E+07
3	-1.41E+07	9584.24	3.52E+07	403.99	-5.70E+09	2.20E+09	-112.39	-1.09E+06	-1.30E+07
4	-1.41E+07	9584.24	3.52E+07	403.99	-5.70E+09	1.29E+09	-118.71	-1.16E+06	-1.30E+07
5	-1.29E+07	9542.54	3.51E+07	389.24	-5.02E+09	1.28E+09	-106.01	-9.43E+05	-1.20E+07
6	-1.29E+07	9767.73	3.60E+07	374.04	-4.82E+09	1.79E+08	-108.21	-9.63E+05	-1.19E+07
7	0.00E+00	9322.93	3.52E+07	0.00	0.00E+00	1.75E+08	0.00	0.00E+00	0.00E+00

7.4.3.2.2 Viscosità

Con riferimento al p.to 11.2.10.7 NTC08, si ammette, con lo stato tensionale del calcestruzzo al tempo $t_0 = j$ di messa in carico non superiore a $0,45 \cdot f_{ckj}$, che il coefficiente di viscosità $\phi(\infty, t_0)$, a tempo infinito, possa essere dedotto dalle seguenti Tabelle, dove per valori intermedi è ammessa l'interpolazione lineare:

Tabella 11.2.VI – Valori di $\phi(\infty, t_0)$. Atmosfera con umidità relativa di circa il 75%

t_0	$h_0 \leq 75 \text{ mm}$	$h_0 = 150$	$h_0 = 300$	$h_0 \geq 600$
3 giorni	3,5	3,2	3,0	2,8
7 giorni	2,9	2,7	2,5	2,3
15 giorni	2,6	2,4	2,2	2,1
30 giorni	2,3	2,1	1,9	1,8
≥ 60 giorni	2,0	1,8	1,7	1,6

Tabella 11.2.VII - Valori di $\phi(\infty, t_0)$. Atmosfera con umidità relativa di circa il 55%

t_0	$h_0 \leq 75 \text{ mm}$	$h_0 = 150$	$h_0 = 300$	$h_0 \geq 600$
3 giorni	4,5	4,0	3,6	3,3
7 giorni	3,7	3,3	3,0	2,8
15 giorni	3,3	3,0	2,7	2,5
30 giorni	2,9	2,6	2,3	2,2
≥ 60 giorni	2,5	2,3	2,1	1,9

Considerando:

$h_0 = 2 A_c / u = 168 \text{ mm}$ (dimensione fittizia definita in § 11.2.10.6 NTC08, con A_c area cls ed u perimetro)

t_0 : tempo di messa in carico $> 60 \text{ gg}$.

atmosfera con umidità relativa : circa 60%

Si ottiene:

$$\Phi(\infty, t_0) = 2.10 \text{ (coeff. di viscosità)}$$

In combinazione quasi permanente e periodo di stagionatura del cls $> 60 \text{ gg}$, definita la deformazione elastica per ciascuna sezione ($\epsilon_{c \text{ elastica}}$), la deformazione viscosa applicata ai carichi permanenti e di precompressione è data da:

$$\epsilon_{c \text{ visc}} = \epsilon_{c \text{ elastica, Q.Perm}} \cdot \Phi(\infty, t_0)$$

$$\text{Da cui: } \Delta \sigma_{\text{visc}} = \epsilon_{\text{visc}} \cdot E_p$$

7.4.3.2.3 Ritiro

Con riferimento al p.to 11.2.10.6 NTC08, la deformazione totale da ritiro si può esprimere come:

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

(essendo ϵ_{cs} è la deformazione totale per ritiro, ϵ_{cd} è la deformazione per ritiro da essiccamento, ϵ_{ca} è la deformazione per ritiro autogeno).

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento :

$$\epsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \epsilon_{c0}$$

può essere valutato mediante i valori delle seguenti Tab. 11.2.Va-b in funzione della resistenza caratteristica a compressione, dell'umidità relativa e del parametro h_0 :

Tabella 11.2.Va – Valori di ϵ_{c0}

f_{ck}	Deformazione da ritiro per essiccamento (in ‰)					
	Umidità Relativa (in ‰)					
	20	40	60	80	90	100
20	-0,62	-0,58	-0,49	-0,30	-0,17	+0,00
40	-0,48	-0,46	-0,38	-0,24	-0,13	+0,00
60	-0,38	-0,36	-0,30	-0,19	-0,10	+0,00
80	-0,30	-0,28	-0,24	-0,15	-0,07	+0,00

Per valori intermedi dei parametri indicati è consentita l'interpolazione lineare.

Lo sviluppo nel tempo della deformazione ϵ_{cd} può essere valutato come:

$$\epsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t - t_s) \cdot \epsilon_{cd,\infty}$$

dove la funzione di sviluppo temporale assume la forma:

$$\beta_{ds}(t-t_s) = (t-t_s) / [(t-t_s)+0,04 h_0^{3/2}]$$

essendo:

t è l'età del calcestruzzo nel momento considerato (in giorni);

t_s è l'età del calcestruzzo a partire dalla quale si considera l'effetto del ritiro da essiccamento (normalmente il termine della maturazione, espresso in giorni);

h_0 è la dimensione fittizia (in mm) pari al rapporto $2A_c / u$ (A_c : area della sezione in calcestruzzo; u : perimetro della sezione in calcestruzzo esposto all'aria).

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno $\epsilon_{ca,\infty}$ può essere valutato mediante l'espressione:

$$\epsilon_{ca,\infty} = -2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \text{ con } f_{ck} \text{ in N/mm}^2$$

Nel caso in esame:

$$h_0 = 2 A_c / u = 168 \text{ mm (dimensione fittizia definita in § 11.2.10.6 NTC08)}$$

$$t_s = 1 \text{ gg ; } t \rightarrow +\infty \text{ (1000 gg).}$$

atmosfera con umidità relativa : circa 60%

Si ottiene:

$$\epsilon_{c0} = 0,36 \cdot 10^{-3}$$

$$k_h = 0,90$$

$$\beta_{ds}(t-t_s) = 0,91967$$

$$\epsilon_{cd, \infty} = 0,321 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{cd} = 0,295 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{ca} = 0,089 \cdot 10^{-6}$$

$$\epsilon_{cs} = 0,295 \cdot 10^{-3}$$

$$\text{Da cui: } \Delta\sigma_{ritiro} = \epsilon_{cs} \cdot E_p = -61,98 \text{ Mpa}$$

7.4.3.2.4 Rilassamento

In accordo col p.to 11.3.3.3 NTC08 la caduta di tensione $\Delta\sigma_{pr}$ per rilassamento al tempo t e ad una temperatura ordinaria di 20 °C può assumersi pari ai valori calcolati con la formulazione:

$$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 5,39 \rho_{1000} e^{6,7\mu} (t/1000)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} \quad (\text{trefoli ordinari})$$

essendo:

σ_{pi} è la tensione iniziale nel cavo;

ρ_{1000} è la perdita per rilassamento (in percentuale) a 1000 ore dopo la messa in tensione, a 20 °C e a partire da una tensione iniziale pari a 0,7 della resistenza f_{pk} del campione provato;

$$\mu = \sigma_{pi}/f_{pk};$$

f_{pk} è la resistenza caratteristica dell'acciaio da precompressione;

t è il tempo misurato in ore dalla messa in tensione.

Si ottiene:

$$\rho_{1000} = 8,00$$

$$\mu = 0.77957$$

$$\sigma_{spi} = 1450 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{pr, \infty} = - 324.06 \text{ MPa}$$

Per tener conto dell'influenza reciproca del ritiro e del "fluage" del cls, in accordo col p.to 4.3.4.3 DM 9/1/1996, essendo:

$$|\Delta\sigma_{ssf}| = \sigma_{ritiro} + \Delta\sigma_{visc}$$

si ottiene il valore ridotto:

$$\Delta\sigma'_{r\infty} = \Delta\sigma_{r\infty} \cdot \left(1 - \frac{2.5 \cdot \Delta\sigma_{ssf}}{\sigma_{spi}} \right)$$

7.4.3.2.5 Riassunto delle cadute di tensione nelle varie fasi

n° sezione	DEFORMAZIONI		TIPO DI CADUTA TENSIONALE			CADUTE TOTALI (Mpa)	1/3 CADUTE TOT (Mpa)	2/3 CADUTE TOT (Mpa)
	ϵ_c elastica	ϵ_{cs} ritiro	VISC. (Mpa)	RITIRO (Mpa)	RILASS. (Mpa)			
1	-14.13	-0.00039	-0.00025	-171.06	-52.50	-422.7	-211.4	-211.4
2	-7.47	-0.00021	-0.00025	-90.43	-52.50	-387.1	-193.6	-193.6

3	-9.21	-0.00025	-0.00025	-111.58	-52.50	-396.5	-198.2	-198.2
4	-12.07	-0.00033	-0.00025	-146.17	-52.50	-411.7	-205.9	-205.9
5	-10.62	-0.00029	-0.00025	-128.65	-52.50	-404.0	-202.0	-202.0
6	-13.46	-0.00037	-0.00025	-163.00	-52.50	-419.2	-209.6	-209.6
7	0.64	0.00002	-0.00025	7.74	-52.50	-44.8	-22.4	-22.4

N.B. Nelle combinazioni "SLU-STR" i valori reologici di ritiro e viscosità [ϵ_2] sono amplificati di un coeff. pari a 1,20 così come le rispettive cadute di tensione (cfr. NTC2008 Tab. 5.1.V).

7.4.3.3 Ritiro differenziale trave-soletta

In accordo con quanto già trattato nel §7.4.3.2.3 della presente relazione per il calcolo dell'effetto da ritiro, si ottiene che lo sforzo di trazione N_r che occorre applicare alla soletta di calcestruzzo per impedire la deformazione lenta conseguente al ritiro vale:

$$N_r = \epsilon_r \cdot E_c \cdot A_c$$

essendo :

E_c modulo elastico della soletta pari a 32588.1 Mpa (R_{ck} soletta ridotto a classe c28/35);

$A_c = 250 \cdot 20 = 5000 \text{ cm}^2$ (area della soletta di pertinenza alla trave precompressa in esame);

“ t ” è l’età del calcestruzzo nel momento considerato (in giorni) pari a 180gg;

“ t_s ” è l’età del calcestruzzo a partire dalla quale si considera l’effetto del ritiro da essiccamento (normalmente il termine della maturazione, espresso in giorni) pari a 28gg;

h_0 è la dimensione fittizia (in mm) pari al rapporto $2A_c / u = 400\text{mm}$ (A_c : area della sezione in calcestruzzo; u : perimetro della sezione in calcestruzzo esposto all’aria).

atmosfera con umidità relativa : circa 60%

$$\epsilon_{c0} = 0.435 \cdot 10^{-3}$$

$$k_h = 0.725$$

$$\beta_{ds}(t-t_s) = 0.32203$$

$$\epsilon_{cd, \infty} = 0.315 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{cd} = 0.102 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{ca} = 0.048 \cdot 10^{-6}$$

$$\epsilon_{cs} = 0.10 \cdot 10^{-3}$$

da cui:

$$N_r = 243085 \text{ daN}$$

Si applica quindi lo sforzo N_r , cambiato di segno (in compressione), alla sezione composta trave-soletta, sul baricentro della soletta.

$$e_p = 72.58 \text{ cm}$$

$$M_r = N_r e_p = 17643624 \text{ daNcm}$$

Assumendo inoltre per la sezione composta trave-soletta:

$$n^* = 12.89, \text{ coeff. omogeneizz. pari a } E_s/E_{ct} \text{ con } E_{ct} = 0.5 \cdot E_c$$

$$J_{id} = 76932608 \text{ cm}^4, \text{ mom.inerzia sez omogeneizz. trave-soletta}$$

$$y_{g id} = 109.42 \text{ cm, baricentro sez omogeneizz. trave-soletta}$$

$$A_{id} = 13543 \text{ cm}^2, \text{ area sez omogeneizz. trave-soletta}$$

In definitiva si sommano i valori tensionali corrispondenti ai due sistemi studiati: sezione soletta + trave-soletta.

Considerando che la trave in c.a.p., realizzata in stabilimento, debba ancora sviluppare una quota parte del ritiro, si valuteranno i valori tensionali del ritiro differenziale trave-soletta pari al 50% del ritiro complessivo calcolato per la soletta.

(+ trazione)	1 : soletta	2:trave-soletta	1 + 2	50% (1+2)
$\sigma_{\text{soletta sup}} \text{ (Mpa)}$	43.04	-37.30	5.75	2.87
$\sigma_{\text{soletta inf}} \text{ (Mpa)}$	43.04	-31.79	11.25	5.62

$\sigma_{\text{trave sup}}$ (Mpa)		-31.79	-31.79	-15.90
$\sigma_{\text{Ap, strato inf}}$ (Mpa)		35.59	35.59	17.80
$\sigma_{\text{trave inf}}$ (Mpa)		7.19	7.19	3.60

7.4.3.3.1 Fasi di esercizio e di S.L.U.

Il calcolo delle sollecitazioni dovute ai carichi permanenti portati e variabili viene condotto considerando la presenza della soletta collaborante gettata in opera ed è stato eseguito per mezzo della modellazione a graticcio descritta nel §7.3, considerando le combinazioni S.L.E. e S.L.U. trattate nel §7.2.

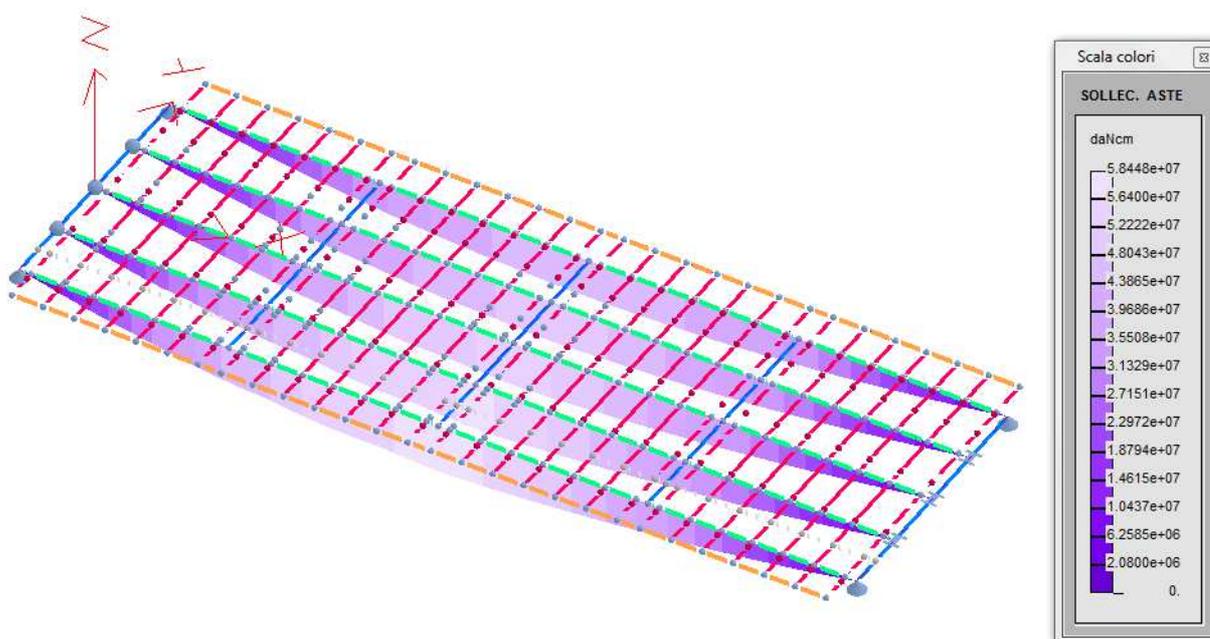


Figura 7-13: Mz involuppo combinazioni SLE [daNcm]

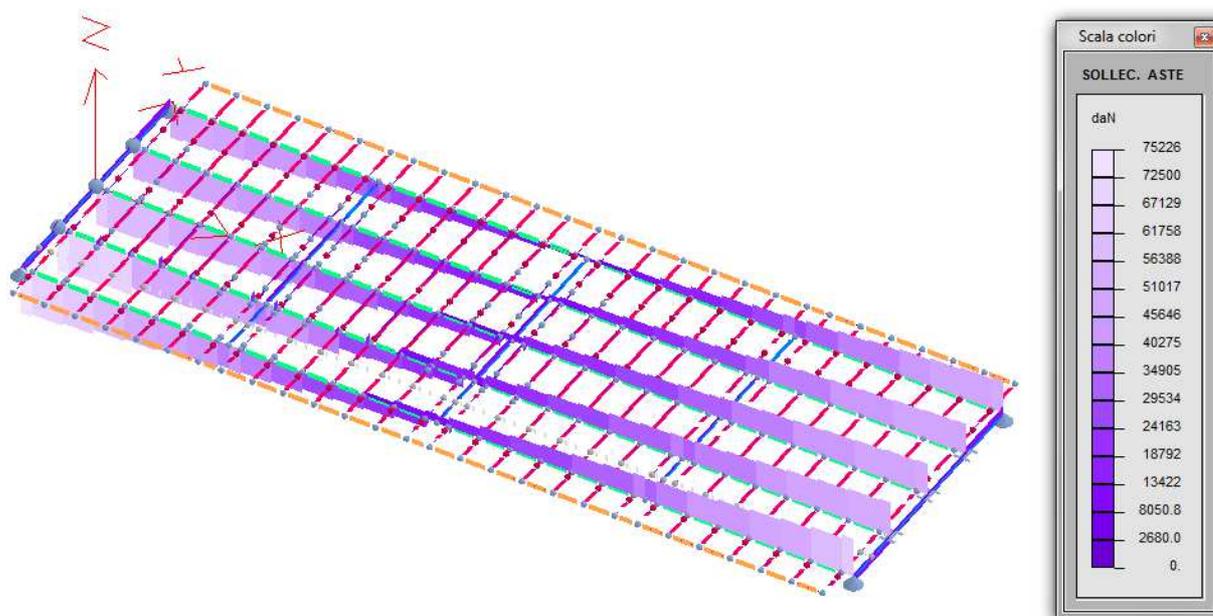


Figura 7-14: Ty involuppo combinazioni SLE [daN]

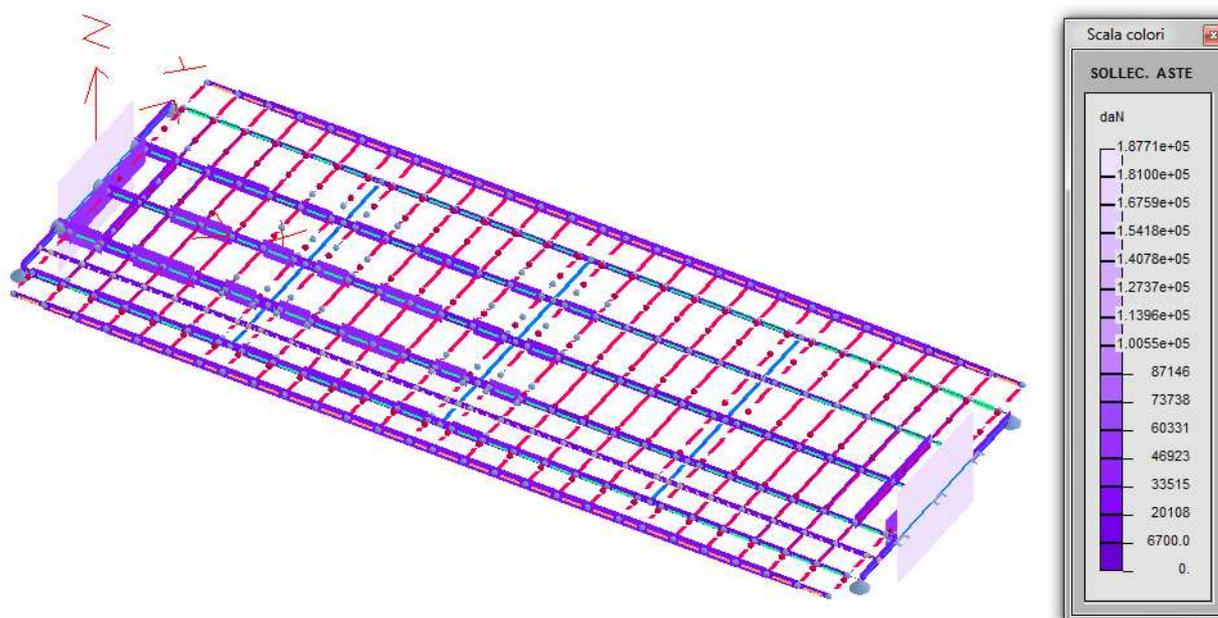


Figura 7-15: N involuppo combinazioni SLE [daN]

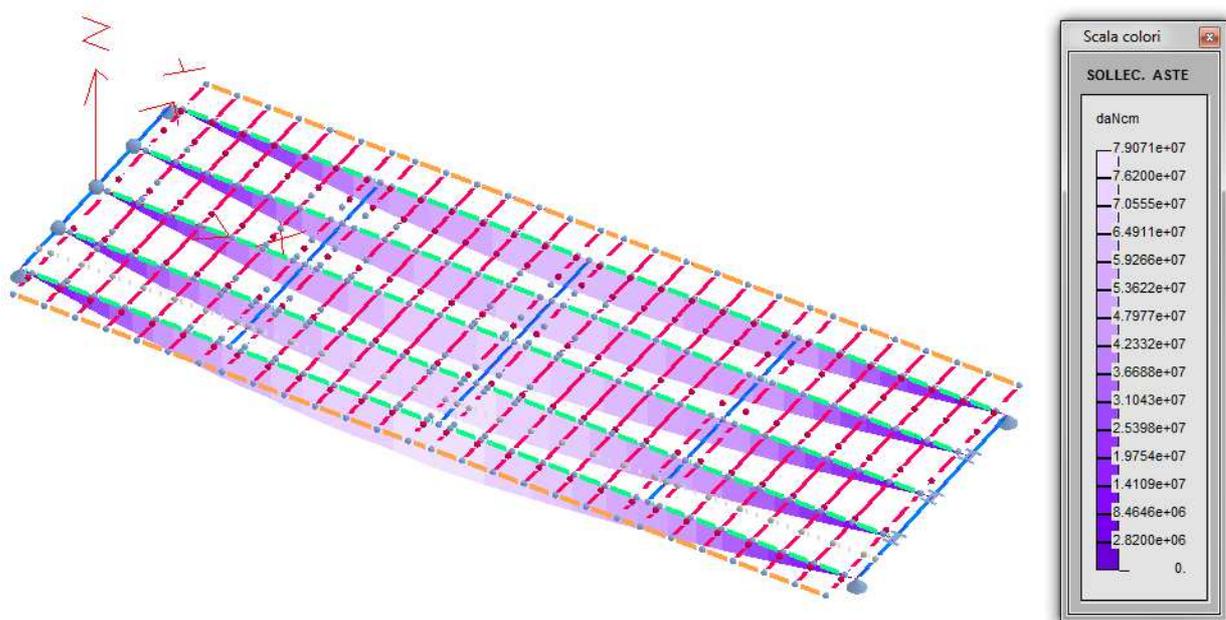


Figura 7-16: Mz involucro combinazioni SLU-STR e SLU-Sisma [daNcm]

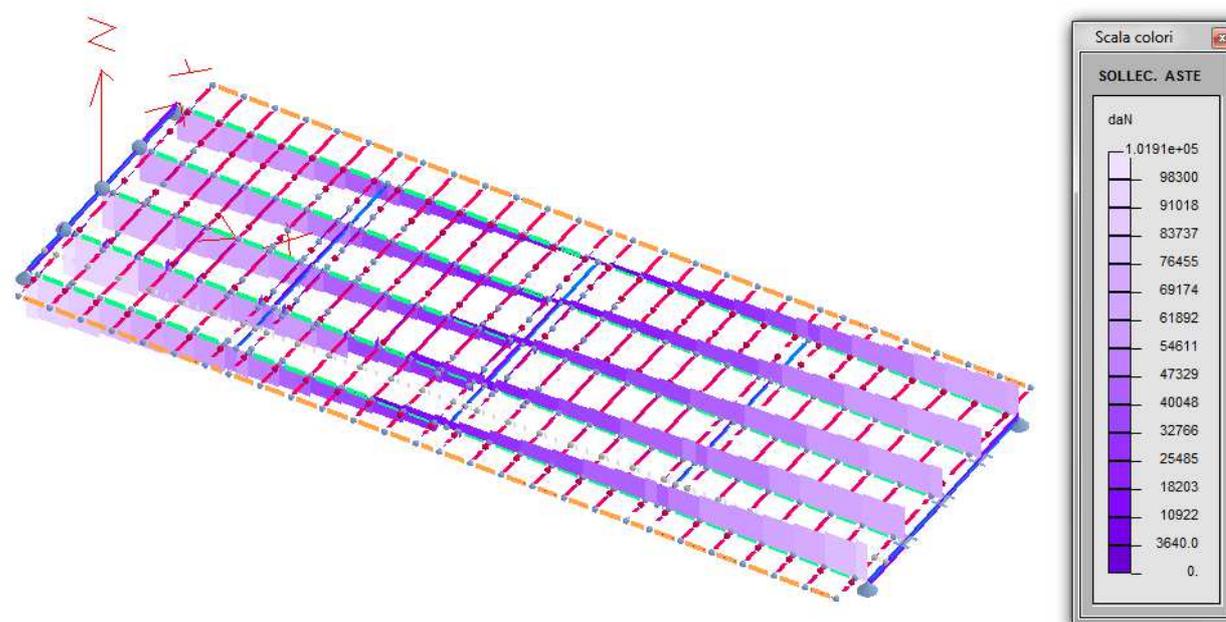


Figura 7-17: Ty involucro combinazioni SLU-STR e SLU-Sisma [daN]

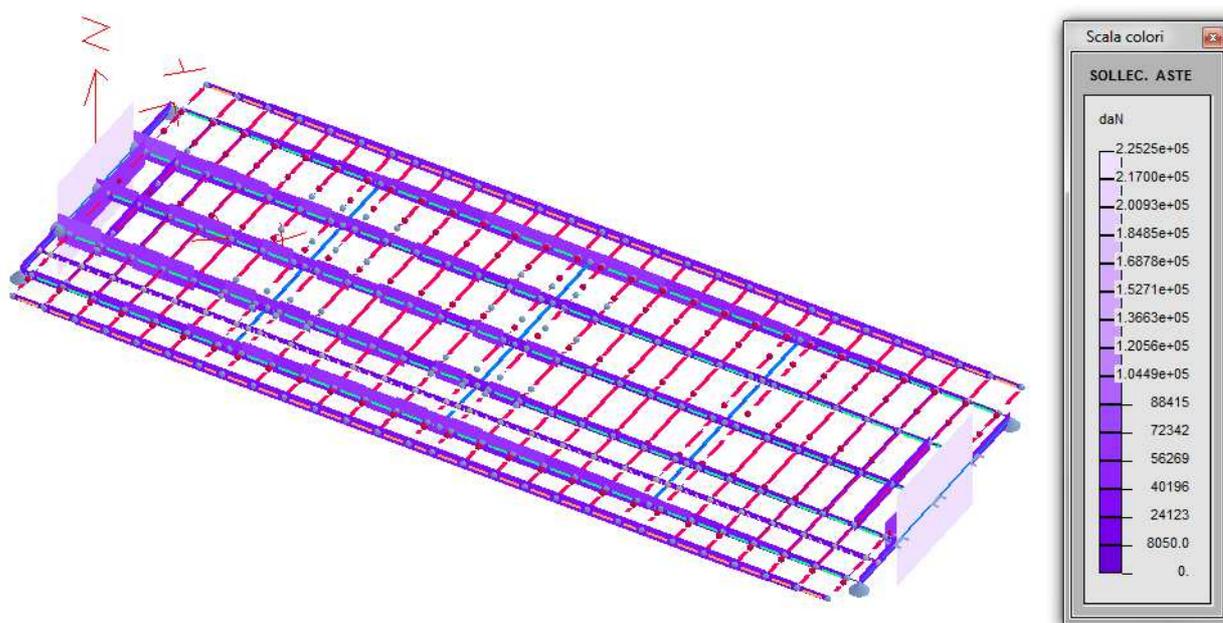


Figura 7-18: N involucro combinazioni SLU-STR e SLU-Sisma [daN]

Nelle verifiche a seguire si considereranno le sollecitazioni ottenute con la modellazione F.E.M. e le cadute di tensione ed il fenomeno di ritiro differenziale trave-soletta con riferimento a quanto esposto nei paragrafi precedenti.

7.4.4 VERIFICHE

7.4.4.1 Verifiche in fase iniziale (FASE A)

Si definiscono le seguenti sezioni caratteristiche sulle quali andranno eseguite le varie verifiche:

Sezione	n° trefoli	Posizione dall'appoggio x (cm)
1 (x = 1620 cm)	70	1 620.0
2 (x = 1215 cm)	70	1 215.0
3 (x = 810 cm)	70	810.0
4 (x = 405 cm)	70	405.0
5 (x = 404 cm)	64	404.0
6 (x = 50 cm)	64	50.0
7 (x = 49 cm)	0	49.0

(mezzeria)

(appoggio -cfr. verifiche in testata trave)

Lo stato tensionale dovuto al peso proprio della trave vale:

$$\sigma_{\text{inf, trave}} = \frac{M_{\text{trave}}}{W_{\text{inf}}}$$

$$\sigma_{\text{sup, trave}} = \frac{M_{\text{trave}}}{W_{\text{sup}}}$$

essendo:

M_{trave} : momento dovuto al peso proprio della trave

$W_{\text{inf, sup}}$: moduli di resistenza ai lembi inf. e sup. della sez. omogeneizz.

Lo stato di precompressione a tempo iniziale vale:

$$\sigma_{p0} = \sigma_{spi} - \Delta\sigma_{p0, el}$$

$$N_0 = \sigma_{p0} \cdot A_p$$

$$M_0 = N_0 \cdot e_p$$

essendo:

$\Delta\sigma_{p0, el}$: caduta di tensione dovuta all'accorciamento elastico

e_p : eccentricità del baricentro del cavo equivalente dal baricentro della sezione della trave

N_0 : tiro iniziale

A_p : area armatura dei trefoli

Tabella riassuntiva delle verifiche nella fase iniziale:

Nella situazione iniziale, al taglio dei trefoli, risulta:

$$R_{ckj} = 40 \text{ Mpa}$$

$$f_{ckj} = 33.2 \text{ Mpa}$$

$$\text{compressione: } \sigma_c = 0.70 \cdot f_{ckj} = - 23.24 \text{ Mpa} \quad (\S 4.1.8.1.4 \text{ NTC08})$$

$$\text{trazione: } \sigma_{ct} = 0.10 \cdot f_{ckj} = 3.32 \text{ Mpa} \quad (\text{ammessa trazione ridotta ai lembi trave per presenza di armatura lenta: } \S 4.1.8.1.3 \text{ NTC08})$$

sezione	Posizione (dall'appoggio) x (cm)	n° trefoli	TENSIONI TOTALI		VERIFICA
			$\sigma_{0, \text{inf}}$ (Mpa)	$\sigma_{0, \text{sup}}$ (Mpa)	
1	1620	70	-18.980	-5.649	verificato
2	1215	70	-19.323	-5.105	verificato
3	810	70	-20.352	-3.474	verificato
4	405	70	-22.067	-0.755	verificato
5	404	64	-19.836	-1.708	verificato
6	50	64	-20.870	1.077	verificato

7.4.4.2 Verifiche agli S.L.E. (FASI B, C, D)

Si riportano i limiti rispettati nelle verifiche agli S.L.E.:

cls _{CAP}	$R_{ck} =$	55	Mpa		
	$f_{ck} =$	45.65	Mpa		
soletta in c.a. ordinario					
	$R_{ck \text{ soletta}} =$	35	Mpa		
	$f_{ck} =$	29.05	Mpa		
comb rara	compressione:	$f_{cd} =$	17.43	Mpa	
		$f_{ctm} =$	2.83	Mpa	
	trazione:	$f_{ctm,005} =$	1.32	Mpa	
comb quasi perm	compressione:	$\sigma_c =$	13.07	Mpa	
trave in c.a.p.					
	$f_{cd \text{ cap}}(SLU) =$	25.87	Mpa		
	$f_{ctm, \text{cap}} =$	3.83	Mpa		
comb rara	compressione:	$\sigma_c =$	0.6	fck Mpa =	-27.390 Mpa
	trazione:	$\sigma_{ct} =$	$f_{ctm,005} =$	1.788	Mpa
		$\sigma_{ct, \text{lim}} =$	0.626	Mpa	(RFI cod. RFI/DTC/INC/PO/SP/IFS/002/A.p.to 2.2.1: sigma_Rara <= 0.35 fctk)
	scelta	$\sigma_{ct, \text{min}} =$	0.000	Mpa	
comb quasi perm	compressione:	$\sigma_c =$	0.45	fck Mpa =	-20.543 Mpa
	trazione:	$\sigma_{ct} =$	0.00	fck Mpa =	0.00 Mpa
acciaio trefoli	trazione:	$f_{stk} / \gamma_s =$	1452.2	Mpa	
armatura lenta	trazione:	$\sigma_s =$	313	Mpa	

Nelle tabelle riassuntive di verifica a S.L.E. riportate nel seguito si è implicitamente verificato quanto riportato nel p.to 2.2.1 della RFI_DTC_INC_PO_SP_IFS_002_A:

- sulla fibra baricentrica della sezione: $\sigma_{c,RARA} \leq 0.045 f_{ck}$

Inoltre, per le verifiche a fessurazione si verifica che:

- per le combinazioni SLE-Q. Permanente non avvenga decompressione in nessun punto della sezione;
- per le combinazioni SLE-Frequente: $w_k \leq [w_{k,lim} = 0.2 \text{ mm}]$ in accordo col p.to 4.1.2.2.4.1 NTC08 e implicitamente con la RFI_DTC_INC_PO_SP_IFS_002_A (gruppo "b"; ambiente aggressivo).

Si calcola la tensione nell'acciaio calcolata nella sezione fessurata per la sollecitazione corrispondente a f_{ctm} nella fibra di cls più sollecitata in sezione interamente reagente:

$$\sigma_{sr} = f_{ct} - \frac{N_p}{A_i} - \frac{e_p \cdot N_p \cdot y_G}{J_i}$$

essendo:

A_i , J_i area e mom. Inerzia della sezione mista omogeneizzata trave-soletta

y_G ordinata del baricentro della sez. mista trave-soletta dal bordo inferiore

Da cui il momento di prima fessurazione risulta:

$$M_{cr} = \frac{\sigma_{sr} \cdot J_i}{y_G}$$

La condizione $M_{sd} < M_{cr}$ comporta l'impossibilità di apertura delle fessure che andrà verificata per le sezioni caratteristiche della trave.

sezione 1 (mezzeria)

posizione : x = 1620 cm

combinazioni:	FASI "A+B"	FASI SUCC.
	M [daN cm]	M [daN cm]
RARA	49 066 439	58 446 982
FREQUENTE	49 066 439	43 802 412
QUASI PERMANENTE	49 066 439	19 825 161

x fessurazione:

FREQUENTE	49 066 439	43 802 412
------------------	------------	------------

sezione 1 (mezzeria)

posizione : x = 1620 cm

n° trefoli : 70

combinazioni		FASE B	VERIFICA	p.perm.portato + accidentale	FASE C	VERIFICA	50% ritiro diff.	50% perdite	FASE D	VERIFICA
		daN/cm ²		daN/cm ²	daN/cm ²		soletta	$\sigma_{soi. trefoli}$	daN/cm ²	
		daN/cm ²		daN/cm ²	daN/cm ²		daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	
		tipo sez.: trave in c.a.p.		tipo sezione: omogeneizz. trave-soletta			tipo sezione: omogeneizz. trave-soletta			
RARA	$\sigma_{soletta, sup}$	0.00	si	-59.43	-59.43	si	2.87	-2.75	-59.31	si
	$\sigma_{soletta, inf}$	0.00	si	-42.54	-42.54	si	5.62	2.11	-34.80	si
	$\sigma_{trave, sup}$	-126.84	si	-42.54	-169.37	si	-15.90	2.11	-183.16	si
	$\sigma_{Ap, inf}$	11 313	si	345.42	11 658.57	si	17.80	-2 113.53	9 562.83	si
	$\sigma_{trave, inf}$	-135.91	si	77.15	-58.76	si	3.60	36.55	-18.62	si
	Msd [daNcm]	49 066 439			58 446 982					
QUASI PERMANENTE	$\sigma_{soletta, sup}$	0.00	si	-20.16	-20.16	si	2.87	-2.75	-20.03	si
	$\sigma_{soletta, inf}$	0.00	si	-14.43	-14.43	si	5.62	2.11	-6.69	si
	$\sigma_{trave, sup}$	-126.84	si	-14.43	-141.27	si	-15.90	2.11	-155.05	si
	$\sigma_{Ap, inf}$	11 313.15	si	117.17	11 430.31	si	17.80	-2 113.53	9 334.58	si
	$\sigma_{trave, inf}$	-135.91	si	26.17	-109.74	si	3.60	36.55	-69.60	si
	Msd [daNcm]	49 066 439			19 825 161					
FREQUENTE	$\sigma_{soletta, sup}$	0.00	si	-44.54	-44.54	si	2.87	-2.75	-44.42	si
	$\sigma_{soletta, inf}$	0.00	si	-31.88	-31.88	si	5.62	2.11	-24.14	si
	$\sigma_{trave, sup}$	-126.84	si	-31.88	-158.72	si	-15.90	2.11	-172.50	si
	$\sigma_{Ap, inf}$	11 313.15	si	258.87	11 572.02	si	17.80	-2 113.53	9 476.28	si
	$\sigma_{trave, inf}$	-135.91	si	57.82	-78.09	si	3.60	36.55	-37.95	si
	Msd [daNcm]	49 066 439			43 802 412					
	Msd _{tot} [daNcm]	92 868 851	daNcm							
	M _{cr} (fessur.)	138 649 280	daNcm	N [N] =	-9 045 235	no fessurazione				

sezione 2

posizione : x = 1215 cm

combinazioni:	FASE "A+B"	FASE SUCC.
	M [daN cm]	M [daN cm]
RARA	45 999 786	55 082 256
FREQUENTE	45 999 786	41 279 732
QUASI PERMANENTE	45 999 786	18 721 459

x fessurazione:

FREQUENTE	45 999 786	41 279 732
------------------	------------	------------

sezione 2

posizione : x = 1215 cm

n° trefoli : 70

combinazioni		FASE B	VERIFICA	p.perm.portato	FASE C	VERIFICA	50% ritiro diff.	50% perdite	FASE D	VERIFICA
		daN/cm ²		+ accidentale	daN/cm ²		soletta	$\sigma_{soi, trefoli}$	daN/cm ²	
tipo sez.: trave in c.a.p.		tipo sezione: omogeneizz. trave-soletta				tipo sezione: omogeneizz. trave-soletta				
RARA	$\sigma_{soletta, sup}$	0.00	si	-58.08	-58.08	si	2.87	5.12	-50.08	si
	$\sigma_{soletta, inf}$	0.00	si	-41.57	-41.57	si	5.62	7.40	-28.54	si
	$\sigma_{trave, sup}$	-117.76	si	-41.57	-159.32	si	-15.90	7.40	-167.82	si
	$\sigma_{Ap, inf}$	11 478.39	si	166.76	11 645.15	si	17.80	-1 935.65	9 727.30	si
	$\sigma_{trave, inf}$	-134.12	si	75.39	-58.73	si	3.60	23.56	-31.57	si
	Msd [daNcm]	45 999 786	55 082 256							
QUASI PERMANENTE	$\sigma_{soletta, sup}$	0.00	si	-19.74	-19.74	si	2.87	5.12	-11.74	si
	$\sigma_{soletta, inf}$	0.00	si	-14.13	-14.13	si	5.62	7.40	-1.10	si
	$\sigma_{trave, sup}$	-117.76	si	-14.13	-131.89	si	-15.90	7.40	-140.38	si
	$\sigma_{Ap, inf}$	11 478.39	si	56.68	11 535.07	si	17.80	-1 935.65	9 617.21	si
	$\sigma_{trave, inf}$	-134.12	si	25.62	-108.50	si	3.60	23.56	-81.34	si
	Msd [daNcm]	45 999 786	18 721 459							
FREQUENTE	$\sigma_{soletta, sup}$	0.00	si	-43.52	-43.52	si	2.87	5.12	-35.53	si
	$\sigma_{soletta, inf}$	0.00	si	-31.15	-31.15	si	5.62	7.40	-18.12	si
	$\sigma_{trave, sup}$	-117.76	si	-31.15	-148.91	si	-15.90	7.40	-157.40	si
	$\sigma_{Ap, inf}$	11 478.39	si	124.97	11 603.36	si	17.80	-1 935.65	9 685.51	si
	$\sigma_{trave, inf}$	-134.12	si	56.50	-77.62	si	3.60	23.56	-50.46	si
	Msd [daNcm]	45 999 786	41 279 732							
Msd _{tot} [daNcm]	87 279 518	daNcm								
M _{cr} (fessur.)	102 409 882	daNcm N [N] = -9 244 945 no fessurazione								

sezione 3

posizione : x = 810 cm

combinazioni:	FASI "A+B"	FASI SUCC.
	M [daN cm]	M [daN cm]
RARA	36 799 829	44 550 817
FREQUENTE	36 799 829	33 312 072
QUASI PERMANENTE	36 799 829	14 829 735

x fessurazione:

FREQUENTE	36 799 829	33 312 072
------------------	------------	------------

sezione 3

posizione : x = 810 cm

n° trefoli : 70

combinazioni	FASE B		p.perm.portato + accidentale daN/cm ²	FASE C		50% ritiro diff.	50% perdite	FASE D		
	daN/cm ²	VERIFICA		daN/cm ²	VERIFICA	soletta daN/cm ²	$\sigma_{spi, trefoli}$ daN/cm ²	daN/cm ²	VERIFICA	
	tipo sez.: trave in c.a.p.		tipo sezione: omogeneizz. trave-soletta				tipo sezione: omogeneizz. trave-soletta			
RARA	$\sigma_{soletta, sup}$	0.00	si	-46.97	-46.97	si	2.87	5.25	-38.85	si
	$\sigma_{soletta, inf}$	0.00	si	-33.62	-33.62	si	5.62	7.58	-20.41	si
	$\sigma_{trave, sup}$	-91.22	si	-33.62	-124.84	si	-15.90	7.58	-133.15	si
	$\sigma_{Ap, inf}$	11 393.82	si	134.88	11 528.70	si	17.80	-1 982.29	9 564.20	si
	$\sigma_{trave, inf}$	-151.11	si	60.98	-90.14	si	3.60	24.13	-62.41	si
	Msd [daNcm]	36 799 829		44 550 817						
QUASI PERMANENTE	$\sigma_{soletta, sup}$	0.00	si	-15.64	-15.64	si	2.87	5.25	-7.52	si
	$\sigma_{soletta, inf}$	0.00	si	-11.19	-11.19	si	5.62	7.58	2.02	si
	$\sigma_{trave, sup}$	-91.22	si	-11.19	-102.41	si	-15.90	7.58	-110.73	si
	$\sigma_{Ap, inf}$	11 393.82	si	44.90	11 438.71	si	17.80	-1 982.29	9 474.22	si
	$\sigma_{trave, inf}$	-151.11	si	20.30	-130.82	si	3.60	24.13	-103.09	si
	Msd [daNcm]	36 799 829		14 829 735						
FREQUENTE	$\sigma_{soletta, sup}$	0.00	si	-35.12	-35.12	si	2.87	5.25	-27.00	si
	$\sigma_{soletta, inf}$	0.00	si	-25.14	-25.14	si	5.62	7.58	-11.93	si
	$\sigma_{trave, sup}$	-91.22	si	-25.14	-116.36	si	-15.90	7.58	-124.67	si
	$\sigma_{Ap, inf}$	11 393.82	si	100.85	11 494.67	si	17.80	-1 982.29	9 530.17	si
	$\sigma_{trave, inf}$	-151.11	si	45.59	-105.52	si	3.60	24.13	-77.80	si
	Msd [daNcm]	36 799 829		33 312 072						
Msd _{tot} [daNcm]	70 111 901	daNcm								
M _{cr} (fessur.)	101 122 826	daNcm	N [N] = -9 096 674 no fessurazione							

sezione 4

posizione : x = 405 cm

combinazioni:	FASI "A+B"	FASI SUCC.
	M [daN cm]	M [daN cm]
RARA	21 466 567	26 209 967
FREQUENTE	21 466 567	19 532 032
QUASI PERMANENTE	21 466 567	8 729 576

x fessurazione:

FREQUENTE	21 466 567	19 532 032
------------------	------------	------------

sezione 4

posizione : x = 405 cm

n° trefoli : 70

combinazioni	FASE B		p.perm.portato + accidentale daN/cm ²	FASE C		50% ritiro diff.	50% perdite	FASE D		
	daN/cm ²	VERIFICA		daN/cm ²	VERIFICA	soletta daN/cm ²	$\sigma_{spi, trefoli}$ daN/cm ²	daN/cm ²	VERIFICA	
	tipo sez.: trave in c.a.p.		tipo sezione: omogeneizz. trave-soletta				tipo sezione: omogeneizz. trave-soletta			
RARA	$\sigma_{soletta, sup}$	0.00	si	-27.63	-27.63	si	2.87	5.45	-19.31	si
	$\sigma_{soletta, inf}$	0.00	si	-19.78	-19.78	si	5.62	7.87	-6.28	si
	$\sigma_{trave, sup}$	-46.99	si	-19.78	-66.77	si	-15.90	7.87	-74.79	si
	$\sigma_{Ap, inf}$	11 254.28	si	79.35	11 333.63	si	17.80	-2 058.62	9 292.80	si
	$\sigma_{trave, inf}$	-179.46	si	35.87	-143.59	si	3.60	25.06	-114.93	si
	Msd [daNcm]	21 466 567			26 209 967					
QUASI PERMANENTE	$\sigma_{soletta, sup}$	0.00	si	-9.20	-9.20	si	2.87	5.45	-0.88	si
	$\sigma_{soletta, inf}$	0.00	si	-6.59	-6.59	si	5.62	7.87	6.91	si
	$\sigma_{trave, sup}$	-46.99	si	-6.59	-53.58	si	-15.90	7.87	-61.60	si
	$\sigma_{Ap, inf}$	11 254.28	si	26.43	11 280.71	si	17.80	-2 058.62	9 239.88	si
	$\sigma_{trave, inf}$	-179.46	si	11.95	-167.51	si	3.60	25.06	-138.86	si
	Msd [daNcm]	21 466 567			8 729 576					
FREQUENTE	$\sigma_{soletta, sup}$	0.00	si	-20.59	-20.59	si	2.87	5.45	-12.27	si
	$\sigma_{soletta, inf}$	0.00	si	-44.90	-44.90	si	5.62	7.87	-31.40	si
	$\sigma_{trave, sup}$	-46.99	si	-14.74	-61.73	si	-15.90	7.87	-69.75	si
	$\sigma_{Ap, inf}$	11 254.28	si	59.13	11 313.41	si	17.80	-2 058.62	9 272.59	si
	$\sigma_{trave, inf}$	-179.46	si	26.73	-152.73	si	3.60	25.06	-124.07	si
	Msd [daNcm]	21 466 567			19 532 032					
Msd _{tot} [daNcm]	40 998 599	daNcm								
M _{cr} (fessur.)	9 898 856 972	daNcm		N [N] =		-8 850 804 no fessurazione				

sezione 5

posizione : x = 404 cm

combinazioni:	FASI "A+B"	FASI SUCC.
	M [daN cm]	M [daN cm]
RARA	21 421 116	26 209 967
FREQUENTE	21 421 116	19 532 032
QUASI PERMANENTE	21 421 116	8 729 576

x fessurazione:

FREQUENTE	21 421 116	19 532 032
------------------	------------	------------

sezione 5

posizione : x = 404 cm

n° trefoli : 64

combinazioni		FASE B	VERIFICA	p.perm.portato + accidentale	FASE C	VERIFICA	50% ritiro diff.	50% perdite	FASE D	VERIFICA
		daN/cm ²		daN/cm ²	daN/cm ²		soletta daN/cm ²	$\sigma_{spi. trefoli}$ daN/cm ²	daN/cm ²	
tipo sez. : trave in c.a.p.		tipo sezione: omogeneizz. trave-soletta				tipo sezione: omogeneizz. trave-soletta				
RARA	$\sigma_{soletta, sup}$	0.00	si	-27.58	-27.58	si	2.87	5.22	-19.49	si
	$\sigma_{soletta, inf}$	0.00	si	-19.71	-19.71	si	5.62	7.32	-6.77	si
	$\sigma_{trave, sup}$	-53.25	si	-19.71	-72.96	si	-15.90	7.32	-81.54	si
	$\sigma_{Ap, inf}$	11 419.94	si	76.61	11 496.55	si	17.80	-2 019.96	9 494.39	si
	$\sigma_{trave, inf}$	-158.94	si	36.05	-122.89	si	3.60	22.20	-97.09	si
	Msd [daNcm]	21 421 116	26 209 967							
QUASI PERMANENTE	$\sigma_{soletta, sup}$	0.00	si	-9.19	-9.19	si	2.87	5.22	-1.10	si
	$\sigma_{soletta, inf}$	0.00	si	-6.56	-6.56	si	5.62	7.32	6.38	si
	$\sigma_{trave, sup}$	-53.25	si	-6.56	-59.82	si	-15.90	7.32	-68.40	si
	$\sigma_{Ap, inf}$	11 419.94	si	25.52	11 445.46	si	17.80	-2 019.96	9 443.30	si
	$\sigma_{trave, inf}$	-158.94	si	12.01	-146.93	si	3.60	22.20	-121.14	si
	Msd [daNcm]	21 421 116	8 729 576							
FREQUENTE	$\sigma_{soletta, sup}$	0.00	si	-20.55	-20.55	si	2.87	5.22	-12.46	si
	$\sigma_{soletta, inf}$	0.00	si	-14.69	-14.69	si	5.62	7.32	-1.75	si
	$\sigma_{trave, sup}$	-53.25	si	-14.69	-67.94	si	-15.90	7.32	-76.52	si
	$\sigma_{Ap, inf}$	11 419.94	si	57.09	11 477.03	si	17.80	-2 019.96	9 474.87	si
	$\sigma_{trave, inf}$	-158.94	si	26.87	-132.07	si	3.60	22.20	-106.28	si
	Msd [daNcm]	21 421 116	19 532 032							
Msd _{tot} [daNcm]	40 953 148	daNcm								
M _{cr} (fessur.)	92 595 870	daNcm N [N] = -8 268 697 no fessurazione								

sezione		6	
posizione :		x = 50 cm	
combinazioni:		FASI "A+B"	FASI SUCC.
		M [daN cm]	M [daN cm]
RARA		3 280 257	4 355 673
FREQUENTE		3 280 257	3 255 917
QUASI PERMANENTE		3 280 257	1 486 042
x fessurazione:			
FREQUENTE		3 280 257	3 255 917

sezione		6		posizione : x = 50 cm		n° trefoli : 64				
combinazioni		FASE B	VERIFICA	p.perm.portato + accidentale	FASE C	VERIFICA	50% ritiro diff.	50% perdite	FASE D	VERIFICA
		daN/cm ²		daN/cm ²	daN/cm ²		soletta daN/cm ²	σ_{spi} , trefoli daN/cm ²	daN/cm ²	
tipo sez. : trave in c.a.p.		tipo sezione: omogeneizz. trave-soletta		tipo sezione: omogeneizz. trave-soletta						
RARA	$\sigma_{soletta, sup}$	0.00	si	-4.52	-4.52	si	2.87	5.60	3.95	si
	$\sigma_{soletta, inf}$	0.00	si	-3.26	-3.26	si	5.62	7.63	10.00	si
	$\sigma_{trave, sup}$	-4.23	si	-3.26	-7.49	si	-15.90	7.63	-15.75	si
	$\sigma_{Ap, inf}$	11 322.15	si	11.85	11 334.00	si	17.80	-2 095.76	9 256.04	si
	$\sigma_{trave, inf}$	-183.70	si	5.72	-177.99	si	3.60	22.00	-152.39	si
	Msd [daNcm]	3 280 257		4 355 673						
QUASI PERMANENTE	$\sigma_{soletta, sup}$	0.00	si	-1.54	-1.54	si	2.87	5.60	6.93	si
	$\sigma_{soletta, inf}$	0.00	si	-1.11	-1.11	si	5.62	7.63	12.14	si
	$\sigma_{trave, sup}$	-4.23	si	-1.11	-5.34	si	-15.90	7.63	-13.61	si
	$\sigma_{Ap, inf}$	11 322.15	si	4.04	11 326.19	si	17.80	-2 095.76	9 248.23	si
	$\sigma_{trave, inf}$	-183.70	si	1.95	-181.75	si	3.60	22.00	-156.16	si
	Msd [daNcm]	3 280 257		1 486 042						
FREQUENTE	$\sigma_{soletta, sup}$	0.00	si	-3.38	-3.38	si	2.87	5.60	5.09	si
	$\sigma_{soletta, inf}$	0.00	si	-2.44	-2.44	si	5.62	7.63	10.82	si
	$\sigma_{trave, sup}$	-4.23	si	-2.44	-6.66	si	-15.90	7.63	-14.93	si
	$\sigma_{Ap, inf}$	11 322.15	si	8.86	11 331.00	si	17.80	-2 095.76	9 253.05	si
	$\sigma_{trave, inf}$	-183.70	si	4.27	-179.43	si	3.60	22.00	-153.83	si
	Msd [daNcm]	3 280 257		3 255 917						
Msd _{tot} [daNcm]	6 536 174	daNcm								
M _{cr} (fessur.)	92 008 846	daNcm	N [N] =	-8 075 111	no fessurazione					

7.4.4.3 Verifiche agli S.L.U. (FASE E)

Si esegue la verifica a stato limite ultimo sulle sezioni con soletta collaborante, con tutte le cadute di tensione sviluppate nelle combinazioni di S.L.U. previste dalla normativa, si eseguono le verifiche imponendo $N_{rd} = N_{sd}$ e verificando che $M_{rd} \geq M_{sdu}$.

Si riportano nelle tabelle di verifica riassuntive che seguono i due casi estremi di involuppo delle sollecitazioni a Stato Limite Ultimo con e senza effetto sismico agente.

sezione 1 (mezzeria) posizione : x = 1620 cm

		S.L.U.		M _{Rdu} / M _{sdu}	VERIFICA
combinazione più gravosa:	U _{I-esimo senza sisma}	p.perm.tot + accidentali + perdite tot.			
		tipo sezione: omogeneizz. trave-soletta			
		M _{sdu} 152 669 707 daN cm			
	γ _p = 1,0	M _{Rdu} 243 403 851 daN cm	1.594		si

		S.L.U.		M _{Rdu} / M _{sdu}	VERIFICA
combinazione più gravosa:	U _{I-esimo con sisma}	p.perm.tot + accidentali + perdite tot.			
		tipo sezione: omogeneizz. trave-soletta			
		M _{sdu} 95 335 643 daN cm			
	γ _p = 1,0	M _{Rdu} 243 403 851 daN cm	2.553		si

sezione 2 posizione : x = 1215 cm

		S.L.U.		M _{Rdu} / M _{sdu}	VERIFICA
combinazione più gravosa:	U _{I-esimo senza sisma}	p.perm.tot + accidentali + perdite tot.			
		tipo sezione: omogeneizz. trave-soletta			
		M _{sdu} 123 526 420 daN cm			
	γ _p = 1,0	M _{Rdu} 243 403 851 daN cm	1.970		si

		S.L.U.		M _{Rdu} / M _{sdu}	VERIFICA
combinazione più gravosa:	U _{I-esimo con sisma}	p.perm.tot + accidentali + perdite tot.			
		tipo sezione: omogeneizz. trave-soletta			
		M _{sdu} 89 513 886 daN cm			
	γ _p = 1,0	M _{Rdu} 243 403 851 daN cm	2.719		si

sezione 3 posizione : x = 810 cm

		S.L.U.		M _{Rdu} / M _{sdu}	VERIFICA
combinazione più gravosa:	U _{I-esimo senza sisma}	p.perm.tot + accidentali + perdite tot.			
		tipo sezione: omogeneizz. trave-soletta			
		M _{sdu} 115 475 528 daN cm			
	γ _p = 1,0	M _{Rdu} 243 403 851 daN cm	2.108		si

		S.L.U.		M _{Rdu} / M _{sdu}	VERIFICA
combinazione più gravosa:	U _{I-esimo con sisma}	p.perm.tot + accidentali + perdite tot.			
		tipo sezione: omogeneizz. trave-soletta			
		M _{sdu} 71 463 684 daN cm			
	γ _p = 1,0	M _{Rdu} 243 403 851 daN cm	3.406		si

sezione 4 posizione : x = 405 cm

		S.L.U.		M _{Rdu} / M _{sdu}	VERIFICA
combinazione più gravosa:	U _{I-esimo senza sisma}	p.perm.tot + accidentali + perdite tot.			
		tipo sezione: omogeneizz. trave-soletta			
		M _{sdu} 67 677 493 daN cm			
	γ _p = 1,0	M _{Rdu} 243 403 851 daN cm	3.597		si

		S.L.U.		M _{Rdu} / M _{sdu}	VERIFICA
combinazione più gravosa:	U _{I-esimo con sisma}	p.perm.tot + accidentali + perdite tot.			
		tipo sezione: omogeneizz. trave-soletta			
		M _{sdu} 41 766 044 daN cm			
	γ _p = 1,0	M _{Rdu} 243 403 851 daN cm	5.828		si

sezione 5 posizione : x = 404 cm

		S.L.U.		M _{Rdu} / M _{sdu}	VERIFICA
combinazione più gravosa:	U _{I-esimo senza sisma}	p.perm.tot + accidentali + perdite tot.			
		tipo sezione: omogeneizz. trave-soletta			
		M _{sdu} 67 609 317 daN cm			
	γ _p = 1,0	M _{Rdu} 231 172 339 daN cm	3.419		si

		S.L.U.		M _{Rdu} / M _{sdu}	VERIFICA
combinazione più gravosa:	U _{I-esimo con sisma}	p.perm.tot + accidentali + perdite tot.			
		tipo sezione: omogeneizz. trave-soletta			
		M _{sdu} 41 697 868 daN cm			
	γ _p = 1,0	M _{Rdu} 231 172 339 daN cm	5.544		si

sezione 6 posizione : x = 50 cm

		S.L.U.		M _{Rdu} / M _{sdu}	VERIFICA
combinazione più gravosa:	U _{I-esimo senza sisma}	p.perm.tot + accidentali + perdite tot.			
		tipo sezione: omogeneizz. trave-soletta			
		M _{sdu} 10 817 244 daN cm			
	γ _p = 1,0	M _{Rdu} 231 172 339 daN cm	21.371		si

		S.L.U.		M _{Rdu} / M _{sdu}	VERIFICA
combinazione più gravosa:	U _{I-esimo con sisma}	p.perm.tot + accidentali + perdite tot.			
		tipo sezione: omogeneizz. trave-soletta			
		M _{sdu} 6 545 659 daN cm			
	γ _p = 1,0	M _{Rdu} 231 172 339 daN cm	35.317		si

Si riporta di seguito la tabella di verifica a taglio per la trave in c.a.p. considerata ove sono riportate le caratteristiche dei materiali e delle sezioni resistenti, le sollecitazioni agenti e le verifiche eseguite nelle sezioni tipologiche principali in accordo con riferimento al p.to 4.1.2.1.3 NTC08.

Dati CLS

R_{ck}	55 N/mm ²
f_{ck}	45.65 N/mm ²
f_{cm}	53.65 N/mm ²
γ_c	1.5
α_{cc}	0.85
f_{cd}	25.87 N/mm ²
f_{ctm}	3.83 N/mm ²
$f_{ctk5\%}$	2.68 N/mm ²
$f_{ctd5\%}$	1.79 N/mm ²
E_c	36416.11 N/mm ²

Dati acciaio

Tipo	B450C
f_{yk}	450 N/mm ²
γ_s	1.15
f_{yd}	391.30 N/mm ²
E_s	210000 N/mm ²

		sezione 1 x = 10 cm	sezione 2 x = 50 cm	sezione 3 x = 405 cm	sezione 4 x = 600 cm	sezione 5 x = 810 cm
Dati sezione	c mm	40	40	40	40	40
	h mm	1700	1700	1700	1700	1700
	d mm	1660	1660	1660	1660	1660
	bw mm	550	550	280	280	280
	Φ_{sup} mm	16	16	16	16	16
	n° sup	4	4	4	4	4
	Φ_{inf} mm	16	16	16	16	16
	n° inf	13	13	5	5	5
	A_{sl} mm ²	3418	3418	1810	1810	1810
$A_{trave\ cap\ o\ mog.}$ mm ²	1370100	1370100	1370100	1370100	1370100	
Sollecitazioni	N_{Ed} kN	0	11936	11956	12500	13015
	V_{Ed} kN	2446.1	2344.9	1889.68	1564.52	1197
	σ_{cp} N/mm ²	0	8.711772863	8.726370338	9.123421648	9.49930662
Verifica taglio senza armatura	k	1.3471	1.3471	1.3471	1.3471	1.3471
	ρ	0.0037	0.0037	0.0039	0.0039	0.0039
	v_{min}	0.3697	0.3697	0.3697	0.3697	0.3697
	$V_{Rd,MN}$ kN	337.568	1530.645	780.255	807.938	834.145
	V_{Rd} kN	380.163	1573.240	804.482	832.164	858.371
	$V_{Rd\ sc\ lb}$ kN	380.163	1573.240	804.482	832.164	858.371
Verifica taglio con armatura	Φ mm	10	10	10	10	10
	a_{sw} mm ² /ferro	78.540	78.540	78.540	78.540	78.540
	n	4	4	4	4	4
	A_{sw} mm ²	314.159	314.159	314.159	314.159	314.159
	s mm	100	100	100	150	200
	α	90	90	90	90	90
	$\cotg\alpha$	0	0	0	0	0
	$\sen\alpha$	1	1	1	1	1
	$\cotg\theta$	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
	$\cotg\theta_1$	1.000	2.423	2.425	2.470	2.500
	α_c	1	1.25	1.25	1.25	1.25
	V_{Rsd} kN	4591.51	4591.51	4591.51	3061.00	2295.75
	V_{Rcd} kN	3664.83	4581.04	2332.16	2332.16	2332.16
V_{Rd} kN	3664.83	4581.04	2332.16	2332.16	2295.75	
esito verifica	verificato	verificato	verificato	verificato	verificato	

Si dispone all'appoggio una armatura longitudinale tale da assorbire interamente la sollecitazione di taglio a S.L.U.:

$$V_{sd,max} = 244610 \text{ daN}$$

$$A_{l,min} = V_{sd} / f_{yd} = 244610 / 3913 = 62.51 \text{ cm}^2$$

In progetto complessivamente sono previste:

$$n^{\circ}4 \text{ forchette } \phi 16 \text{ su ogni anima : } 2 \times (4 \times 2) \phi 16 = 32.16 \text{ cm}^2$$

$$n^{\circ}2+2 \text{ barre inclinate } \phi 16 : 4 \phi 16 = 8.04 \text{ cm}^2$$

$$n^{\circ}10 \text{ barre long. } \phi 16 \text{ ripiegate ("basse") : } 10 \phi 16 = 20.10 \text{ cm}^2$$

$$n^{\circ}4 \text{ barre long. } \phi 16 \text{ ripiegate ("alte") : } 4 \phi 16 = 8.04 \text{ cm}^2$$

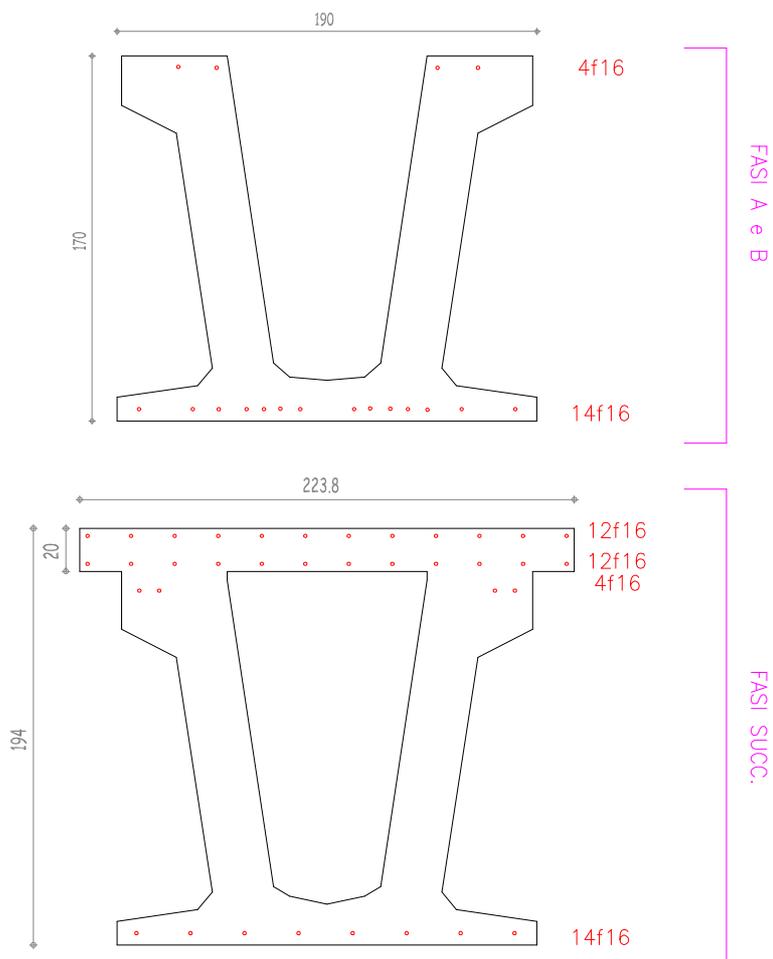
$$\text{totale: } A_{l,disposta} = 68.34 \text{ cm}^2$$

$$A_{l,disposta} > A_{l,min} \text{ (verificato)}$$

Si precisa che l'armatura a taglio prevista è relativa alla singola trave.

7.4.4.4 Verifica della testata della trave

Si verifica il tratto iniziale di trave ove la precompressione ancora non agisce e si ha solo armatura lenta.



Armatura lembo inf. (trave):

$$A_s = 14 \phi 16 \text{ (oltre a ripartitori esclusi dal calcolo a favore di sicurezza)}$$

Armatura lembo sup. (trave):

$$A_s' = 2+2 \phi 16 \text{ (oltre a ripartitori esclusi dal calcolo a favore di sicurezza)}$$

Armatura lembo sup. (soletta):

$$A_{s,sol} + A_{s,sol}' = 12+12 \phi 16 \text{ (considerate le sole barre entro la porzione di soletta omogeneizzata).}$$

Si riportano i limiti rispettati nelle verifiche agli S.L.E.:

cls_{CAP} $R_{ck} = 55$ Mpa
 $f_{ck} = 45.65$ Mpa

soletta in c.a. ordinario

$R_{ck \text{ soletta}} = 35$ Mpa
 $f_{ck} = 29.05$ Mpa

comb rara compressione: $f_{cd} = 17.43$ Mpa
 $f_{ctm} = 2.83$ Mpa
 trazione: $f_{ctm,005} = 1.32$ Mpa
 comb quasi perm compressione: $\sigma_c = 13.07$ Mpa

trave in c.a.p.

$f_{cd \text{ cap (SLU)}} = 25.87$ Mpa
 $f_{ctm, \text{cap}} = 3.83$ Mpa
 comb rara compressione: $\sigma_c = 0.6$ fck Mpa = -27.390 Mpa
 trazione: $\sigma_{ct} = f_{ctm,005} = 1.788$ Mpa
 $\sigma_{ct, \text{lim}} = 0.626$ Mpa (RFI cod. RFI/DTC/INC/POSP/IFS/002/A.p.to 2.2.1: sigma_Rara <= 0.35 fctk)
 scelta $\sigma_{ct, \text{min}} = 0.000$ Mpa
 comb quasi perm compressione: $\sigma_c = 0.45$ fck Mpa = -20.543 Mpa
 trazione: $\sigma_{ct} = 0.00$ fck Mpa = 0.00 Mpa
 acciaio trefoli trazione: $f_{bik} / \gamma_s = 1452.2$ Mpa
 armatura lenta trazione: $\sigma_s = 313$ Mpa

sezione 7

posizione : x = 49 cm

combinazioni:	FASI "A+B"	FASI SUCC.
	M [daN cm]	M [daN cm]
RARA	3 215 660	4 355 673
FREQUENTE	3 215 660	3 255 917
QUASI PERMANENTE	3 215 660	1 486 042

x fessurazione:

FREQUENTE	3 215 660	3 255 917
------------------	-----------	-----------

sezione 7 posizione : x = 49 cm n° trefoli : 0

combinazioni		FASE B	VERIFICA	p.perm.portato + accidentale	FASE C	VERIFICA
		daN/cm ²		daN/cm ²	daN/cm ²	
		tipo sez.: trave in c.a.p.		tipo sezione: omogeneizz. trave-soletta		
RARA	$\sigma_{soletta, sup}$	0.00	si	-8.20	-8.20	si
	$\sigma_{soletta, inf}$	0.00	si	-1.03	-1.03	si
	$\sigma_{trave, sup}$	-12.60	si	-1.03	-13.63	si
	$\sigma_{As, inf}$	760.00	si	857.00	1 617.00	si
	$\sigma_{trave, inf}$	0.00	si	0.00	0.00	si
	Msd [daNcm]	3 215 660			4 355 673	
QUASI PERMANENTE	$\sigma_{soletta, sup}$	0.00	si	-2.80	-2.80	si
	$\sigma_{soletta, inf}$	0.00	si	-0.10	-0.10	si
	$\sigma_{trave, sup}$	-12.60	si	-0.10	-12.70	si
	$\sigma_{As, inf}$	760.00	si	292.00	1 052.00	si
	$\sigma_{trave, inf}$	0.00	si	0.00	0.00	si
	Msd [daNcm]	3 215 660			1 486 042	
FREQUENTE	$\sigma_{soletta, sup}$	0.00	si	-6.10	-6.10	si
	$\sigma_{soletta, inf}$	0.00	si	-0.76	-0.76	si
	$\sigma_{trave, sup}$	-12.60	si	-0.76	-13.36	si
	$\sigma_{As, inf}$	760.00	si	645.00	1 405.00	si
	$\sigma_{trave, inf}$	0.00	si	0.00	0.00	si
	Msd [daNcm]	3 215 660			3 255 917	
Msd _{tot} [daNcm]		6 471 577 daNcm				
M _σ (fessur.)		2 233 381 066 daNcm		N [N] = 0 no fessurazic		

sezione 8 (appoggio)

posizione : x = 15 cm

combinazioni:	FASI "A+B"	FASI SUCC.
	M [daN cm]	M [daN cm]
RARA	1 166 716	333 456
FREQUENTE	1 166 716	284 777
QUASI PERMANENTE	1 166 716	181 149

sezione 8 (appoggio) posizione : x = 15 cm n° trefoli : 0

combinazioni		FASE B	VERIFICA	p.perm.portato + accidentale	FASE C	VERIFICA
		daN/cm ²		daN/cm ²	daN/cm ²	
		tipo sez.: trave in c.a.p.		tipo sezione: omogeneizz. trave-soletta		
RARA	$\sigma_{soletta, sup}$	0.00	si	-0.34	-0.60	si
	$\sigma_{soletta, inf}$	0.00	si	-0.24	-0.01	si
	$\sigma_{trave, sup}$	-4.50	si	-0.24	-0.01	si
	$\sigma_{As, inf}$	271.00	si	6.79	67.00	si
	$\sigma_{trave, inf}$	0.00	si	0.48	0.00	si
	Msd [daNcm]	1 166 716			333 456	
QUASI PERMANENTE	$\sigma_{soletta, sup}$	0.00	si	-0.19	-0.30	si
	$\sigma_{soletta, inf}$	0.00	si	-0.13	0.00	si
	$\sigma_{trave, sup}$	-4.50	si	-0.13	0.00	si
	$\sigma_{As, inf}$	271.00	si	3.69	36.00	si
	$\sigma_{trave, inf}$	0.00	si	0.26	0.00	si
	Msd [daNcm]	1 166 716			181 149	

sezione 7 posizione : x = 49 cm					
S.L.U.					
combinazione più	p.perm.tot + accidentali + perdite tot.			M_{Rdu} / M_{sdu}	VERIFICA
gravosa:	tipo sezione: omogeneizz. trave-soletta				
$U_{1-esimo}$ senza sisma	M_{sdu}	10 720 347	daN cm		
$\gamma_p = 1,0$	M_{Rdu}	17 869 975	daN cm	1.667	si

combinazione più		S.L.U.			
p.perm.tot + accidentali + perdite tot.					
				M_{Rdu} / M_{sdu}	VERIFICA
gravosa:	tipo sezione: omogeneizz. trave-soletta				
$U_{1-esimo}$ con sisma	M_{sdu}	6 448 762	daN cm		
$\gamma_p = 1,0$	M_{Rdu}	17 869 975	daN cm	2.771	si

sezione 8 (appoggio) posizione : x = 15 cm					
S.L.U.					
combinazione più	p.perm.tot + accidentali + perdite tot.			M_{Rdu} / M_{sdu}	VERIFICA
gravosa:	tipo sezione: omogeneizz. trave-soletta				
$U_{1-esimo}$ senza sisma	M_{sdu}	2 198 712	daN cm		
$\gamma_p = 1,0$	M_{Rdu}	17 869 975	daN cm	8.127	si

combinazione più		S.L.U.			
p.perm.tot + accidentali + perdite tot.					
				M_{Rdu} / M_{sdu}	VERIFICA
gravosa:	tipo sezione: omogeneizz. trave-soletta				
$U_{1-esimo}$ con sisma	M_{sdu}	1 944 505	daN cm		
$\gamma_p = 1,0$	M_{Rdu}	17 869 975	daN cm	9.190	si

7.4.4.5 Stato Limite di Fatica

Per strutture, elementi strutturali e dettagli sensibili a fenomeni di fatica in accordo col p.to 5.1.4.3 NTC08 vanno eseguite opportune verifiche.

Le verifiche saranno condotte considerando spettri di carico differenziati, a seconda che si conduca una verifica per vita illimitata o una verifica a danneggiamento. La normativa propone diversi modelli di studio.

In generale, le verifiche a fatica per vita illimitata potranno essere condotte controllando che il massimo delta di tensione dell'acciaio $\Delta\sigma_{max}=(\sigma_{max}-\sigma_{min})$ indotto nel dettaglio stesso dallo spettro di carico significativo risulti minore del limite di fatica del dettaglio stesso (σ_F).

Seguendo una procedura semplificata, con riferimento a quanto esposto nel D.M.LL.PP. 4/5/1990 al p.to 4.1, in accordo con quanto previsto nel C.E.B. nel Model Code, si effettuano le verifiche a fatica della trave in c.a.p. dell'impalcato per n° 2×10^6 cicli di carico e considerando applicati sulla struttura il 50% dei carichi mobili complessivi.

Seguendo tale procedura semplificata si verifica per le varie sezioni che:

$$1.1 \cdot \overline{\Delta\sigma_{sp}} \leq \frac{\sigma(F)}{1.15}$$

essendo:

– $\Delta\sigma_{sp}$ (corrispondente a $\Delta\sigma_{max}$): max. escursione tensionale dell'acciaio calcolata con il 50% dei carichi accidentali. combinati in comb. RARA;

– $\sigma_{(F)}$ resistenza a fatica per 2×10^6 cicli di carico assunta convenzionalmente pari a 148 Mpa nel caso di armature a precompressione pre-tese dritte (trefoli in progetto) e pari a 195 MPa nel caso di armatura ordinaria lenta (acciaio classe B450C).

Per tener conto della differenza tra le armature lente ordinarie e quelle di precompressione, l'armatura lenta verrà omogeneizzata con $(n \cdot \eta)$, essendo η fattore correttivo che tiene in conto della differenza di aderenza tra armatura lenta ordinaria e armatura di precompressione ed $n = 10$ coeff. convenzionale di omogeneizz. tra armatura lenta e precompressa:

$$\eta = \frac{1 + \frac{A_p}{A_s}}{1 + \left(\frac{A_p}{A_s}\right) \cdot \left(\xi \cdot \frac{\phi_s}{\phi_p}\right)^{0.5}} \geq 1$$

essendo:

ϕ_s il più piccolo diametro dell'armatura lenta pari a 12mm;

ϕ_p il diametro equivalente dell'armatura compressa pari a 13.30mm;

$\xi = 0.6$ per trefoli nervati.

Si riporta nel seguito la tabella riassuntiva delle verifiche a fatica.

SEZIONI	POSIZIONE	ARMATURA	$\eta \times n$ □	$1.1 \times \Delta\sigma_{sp}$ Mpa	$\sigma (F) / 1.15$ Mpa	verifica
1 (mezzeria)	x=1620 cm	precompressa	1	105.89	128.70	verificato
		lenta	1.158 x 10	-82.18	169.57	verificato
2	x=1215 cm	precompressa	1	105.94	128.70	verificato
		lenta	1.158 x 10	-71.84	169.57	verificato
3	x=810 cm	precompressa	1	110.69	128.70	verificato
		lenta	1.158 x 10	-62.14	169.57	verificato
4	x=405 cm	precompressa	1	118.67	128.70	verificato
		lenta	1.158 x 10	-28.44	169.57	verificato
5	x=404 cm	precompressa	1	105.91	128.70	verificato
		lenta	1.156 x 10	39.34	169.57	verificato
6	x=50 cm	precompressa	1	113.54	128.70	verificato
		lenta	1.129 x 10	19.34	169.57	verificato
7	x=49 cm	precompressa	1	0.00	128.70	verificato
		lenta	1 x 10	35.79	169.57	verificato

7.4.4.6 Stato limite di deformazione (freccia verticale)

7.4.4.6.1 Deformazione iniziale

Si calcola la deformazione col metodo elastico; lo schema statico è di trave semplicemente appoggiata agli estremi nell'ipotesi semplificativa di trave a sezione costante.

$$\delta = -\eta \cdot \frac{q \cdot L^4}{E \cdot J}$$

La deformazione dovuta al carico di precompressione vale:

$$\delta_{p0} = -\eta \cdot \frac{N_p \cdot e_p \cdot 8 \cdot L^2}{E \cdot J} = -46.06 \text{ mm (in mezzeria)}$$

(essendo $J = 35212370 \text{ cm}^4$ momento d'inerzia sulla sezione omogeneizzata; $E = 38429 \text{ Mpa}$: modulo secante del cls; $N_{p0} = -14108500 \text{ N}$ sforzo di precompressione iniziale ai trefoli; $e_p = 403.99 \text{ mm}$ eccentricità del cavo equivalente dal baricentro della sezione; $\eta = 5/384$ nella sezione di mezzeria)

La deformazione dovuta al peso proprio della trave vale:

$$\delta_g = \eta \cdot \frac{g \cdot L^4}{E_c \cdot J_c} = +25.06 \text{ mm (in mezzeria)}$$

(essendo $J_c = 35212370 \text{ cm}^4$ momento d'inerzia della sezione trave in c.a.p; $E_c = 36416 \text{ Mpa}$ modulo elastico sezione trave in c.a.p; $g = 6.10 \text{ N/mm}$ p.p. trave in c.a.p; $\eta = 5/384$ nella sezione di mezzeria)

La deformazione iniziale (contrifreccia al montaggio) complessiva vale:

$$\delta_0 = \delta_{p0} + \delta_g = -21.00 \text{ mm (L / 1543) (accettabile)}$$

7.4.4.6.2 Stato deformativo in esercizio dovuto ai carichi permanenti

La deformazione trave-soletta dovuta al carico di precompressione vale:

$$\delta_p = -\eta \cdot \frac{N_p \cdot e_p \cdot 8 \cdot L^2}{E \cdot J} = -29.53 \text{ mm (in mezzeria)}$$

La deformazione dovuta al p. p. della trave e ai carichi permanenti vale:

$$\delta_{g1} = \eta \cdot \frac{g_1 \cdot L^4}{E_c \cdot J} = 18.93 \text{ mm (in mezzeria)}$$

(essendo: $N_p = -2129227$ N sforzo di precompressione a seguito delle cadute; $J = 83014965$ cm⁴ momento d'inerzia della sezione mista trave-soletta; $E = 36416$ Mpa modulo secante del cls; $g_1 = 39.88$ N/mm : p.p. trave + permanenti + soletta; $\eta = 5/384$ nella sezione di mezzeria)

La deformazione complessiva in condizioni di esercizio con carichi permanenti vale:

$$\delta_{gk} = \delta_p + \delta_{g1} = - 10.6 \text{ mm (L / 3056) (accettabile)}$$

7.4.4.6.3 Stato deformativo dovuta al solo carico variabile

$$\delta_q = \eta \cdot \frac{q \cdot L^4}{E \cdot J} = 21.14 \text{ mm (in mezzeria)}$$

(essendo $J = 83014965$ cm⁴ momento d'inerzia della sezione omogeneizzata; $E = 36416$ Mpa modulo elastico sezione omogeneizzata; $q = 44.54$ N/mm carico equivalente corrispondente alla combinazione di carico rara; $\eta = 5/384$ nella sezione di mezzeria)

$$\delta_{qk} = L / 1533$$

Tale deformazione dovrà essere compatibile con le esigenze del traffico; si adotta la seguente limitazione per la freccia dovuta ai carichi variabili:

$$\delta_{qk} < L / 500$$

$$21.14 \text{ mm} < 64.80 \text{ mm (verificato)}$$

7.5 SOLETTA

Per il calcolo della soletta si sono adottati approcci diversi: si sono innanzitutto verificate le travate del modello descritto nel capitolo precedente che schematizzano la soletta d'impalcato sul quale sono disposti i diversi carichi in tandem (schemi 1).

Si sono successivamente svolte verifiche locali sulla soletta adottando gli schemi di carico 1, 2, 4 previsti nelle norme e applicati su una porzione di soletta modellata dapprima realisticamente a piastra e successivamente a "trave continua": questi successivi approcci con verifiche locali risultano i più gravosi e saranno trattati successivamente in relazione.

Per completezza si riportano negli allegati anche le verifiche di porzioni di soletta a "travata continua" derivanti dal primo approccio sopra descritto (ossia derivanti dal

modello di calcolo a graticcio) seppur meno cautelative.

Come accennato, nel seguito, per il calcolo della soletta d'impalcato, è stato prescelto uno schema statico a piastra, considerando l'involuppo delle sollecitazioni ottenute da diversi schemi di carico in accordo con il D.M. 14/01/2008 (NTC08).

7.5.1 Soletta: verifica come piastra su travi in c.a.p

E' stato quindi realizzato un modello a piastra relativo ad una porzione sufficientemente estesa di soletta comprendente gli sbalzi correnti laterali, di estremità e d'angolo all'estremità dell'impalcato e le corsie di carico veicolari (Schema 1) caricate in maniera eccentrica rispetto all'asse dell'impalcato per ottenere la massimizzazione dei carichi verso gli sbalzi esterni della soletta, più critici.

Si sono considerati lo schema di carico globale 1 e gli schemi di carico locali 2 e 4 in accordo con il §5.1.3.3.3.

I carichi tandem o localizzati sono stati ripartiti in asse alla soletta seguendo quanto riportato nella normativa, il cui estratto grafico è riportato nel seguito e seguendo quando riportato nel dettagli nell'analisi dei carichi.

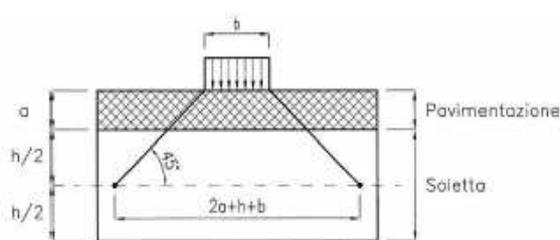


Figura 5.1.3a – Diffusione dei carichi concentrati nelle solette

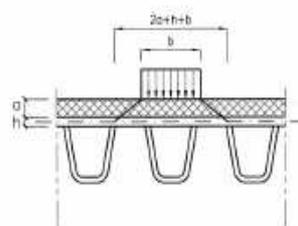
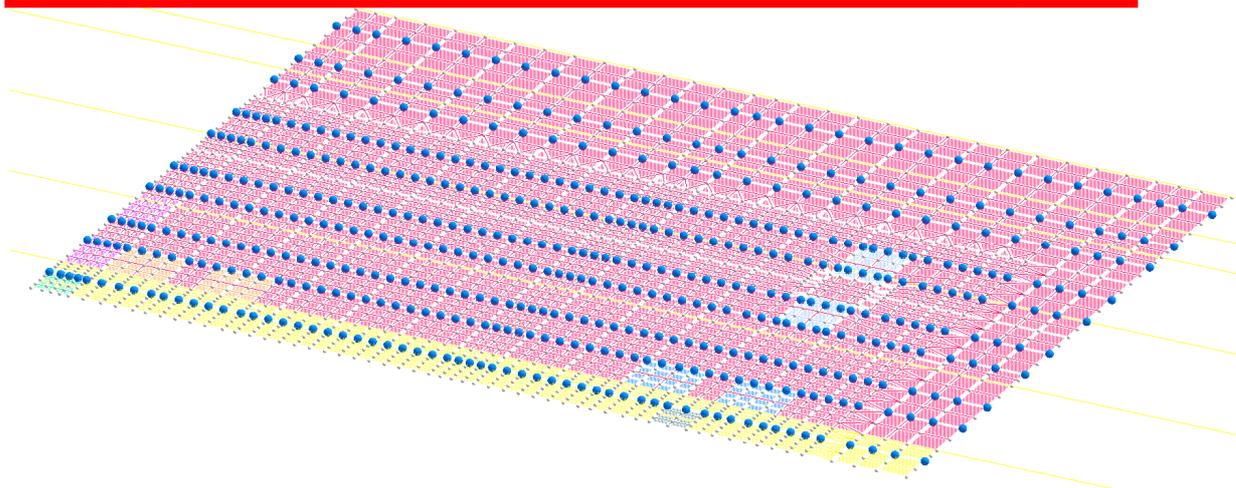
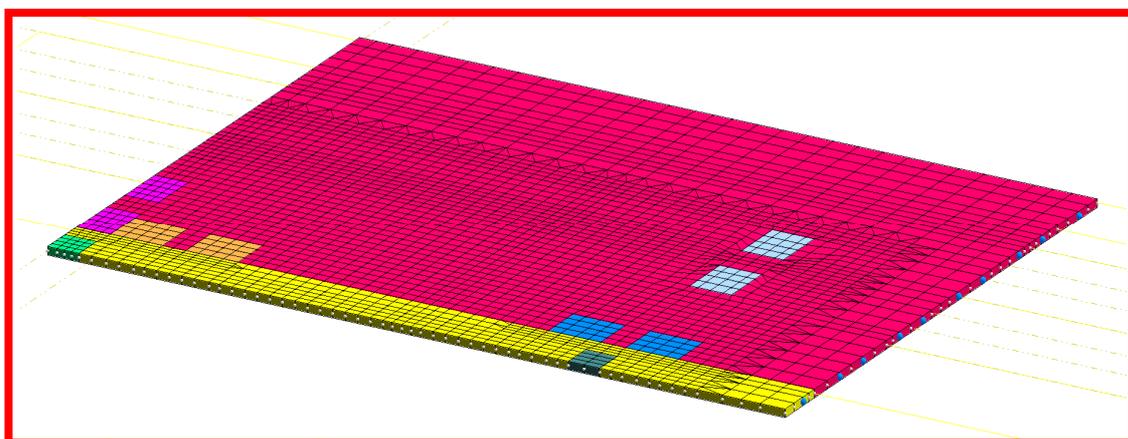
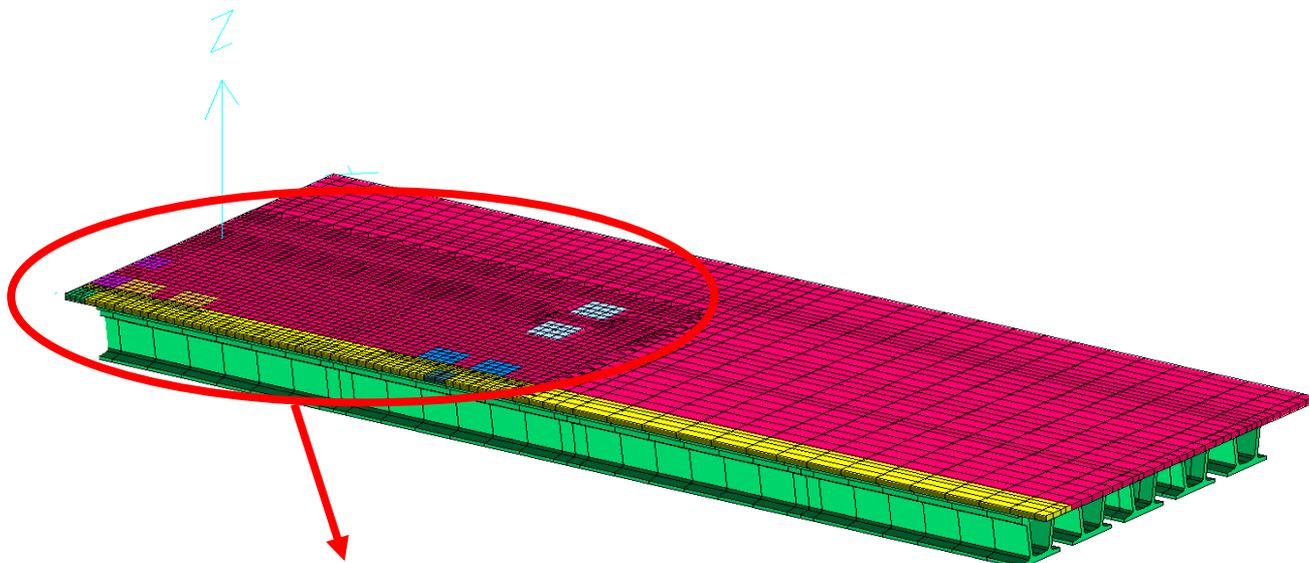


Figura 5.1.3b – Diffusione dei carichi concentrati negli impalcati a piastra ortotropa

Si individuano:

- la porzione di soletta modellata con elementi tipo "shells" di spessore 20 cm; lo spessore di coppella $sp=4\text{cm}$ è inteso come non collaborante e "peso proprio" aggiunto;
- nei vari colori sono indicati i carichi tandem, localizzati, distribuiti ripartiti in asse soletta;
- l'innescò della soletta in testa alle travi a "V" in c.a.p. è stato modellato con infilate di

vincoli a cerniera (visibili in colore blu).



7.5.2 Analisi dei carichi

7.5.2.1 *Peso proprio [g₁]*

Il peso proprio della soletta viene calcolato in automatico mediante il programma di calcolo.

p.p. soletta (sp=20cm; $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$) = 500 daN/mq

7.5.2.2 *Carichi Permanenti [g₂]*

p.p. cordoli laterali impalcato (ove presenti) (sp_{med}=20cm; $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$) = 500 daN/mq

p.p. coppella prefabbr. soletta (sp=4cm; $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$) = 100 daN/mq

(non collaborante; inteso come "peso morto aggiuntivo")

p.p. pavimentaz. stradale (sp_{med} = 22.5cm; $\gamma=22 \text{ kN/m}^3$) = 495 daN/mq

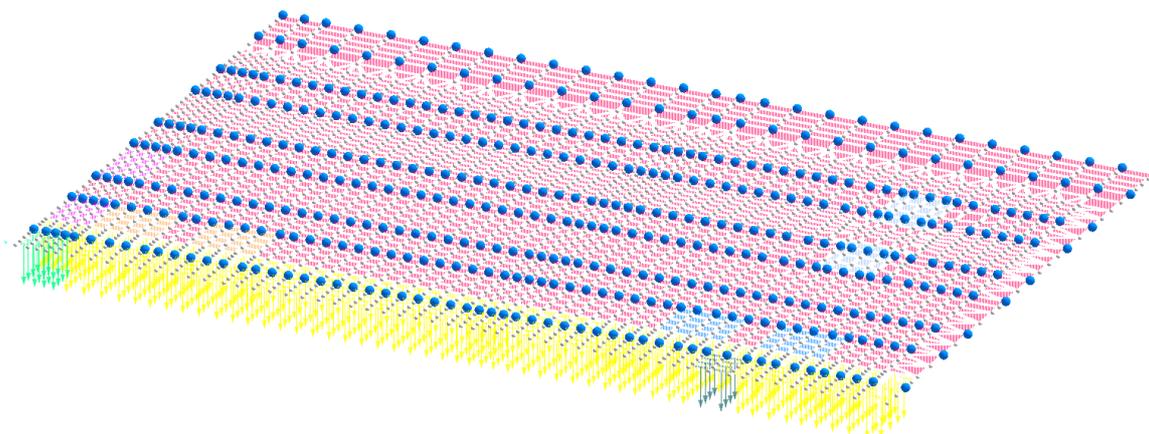
barriere "H4 Bordo Ponte" o equiv. (ove presenti) = 60 daN/ml

barriere "antirumore/parasassi" (ove presenti) = 90 daN/ml

7.5.2.3 *Carichi mobili [Q_{ik}, q_{ik}, folla] e Incremento dinamico [q₂]*

Si considerano i carichi agenti comprensivi dell'incremento dinamico in accordo con la vigente normativa. Si elencano nel seguito le diverse condizioni di carico trattate (in accordo con gli Schemi di Carico 1, 2, 4) visualizzando la loro ripartizione in asse soletta e la loro disposizione sull'impalcato.

Folla (Schema 5): 500 daN/mq



Schema di Carico 1 (Tandem + distribuiti):

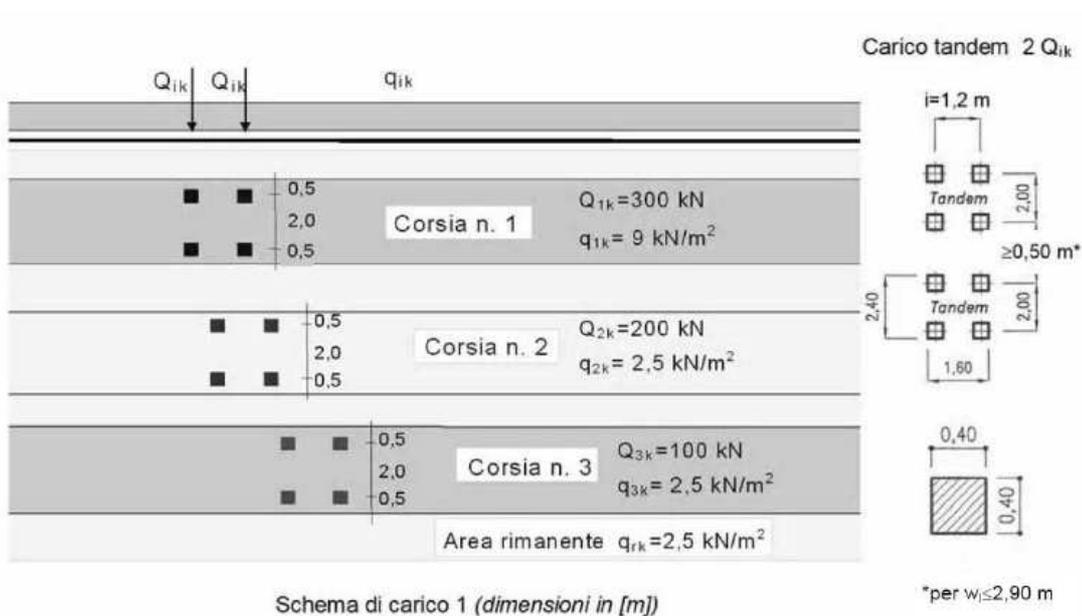
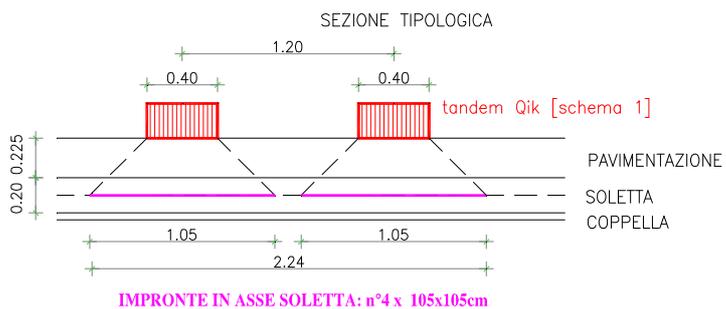


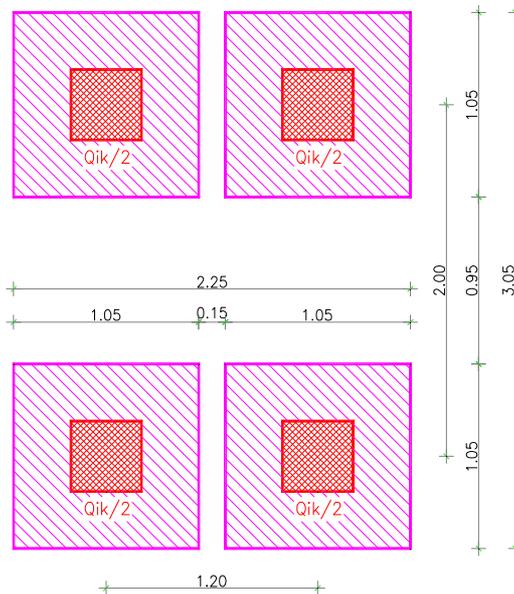
Tabella 5.1.II - Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

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

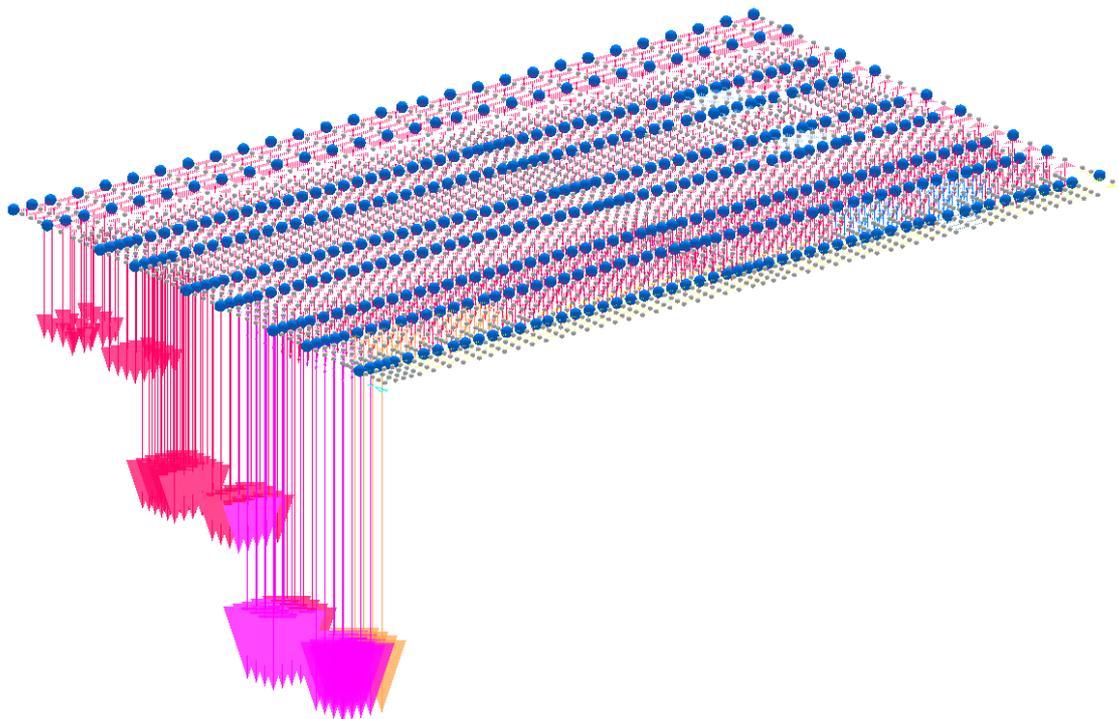
SCHEMA TANDEM DI CARICO 1: n°4 IMPRONTE 40x40cm SU ESTRADOSSO SOLETTA

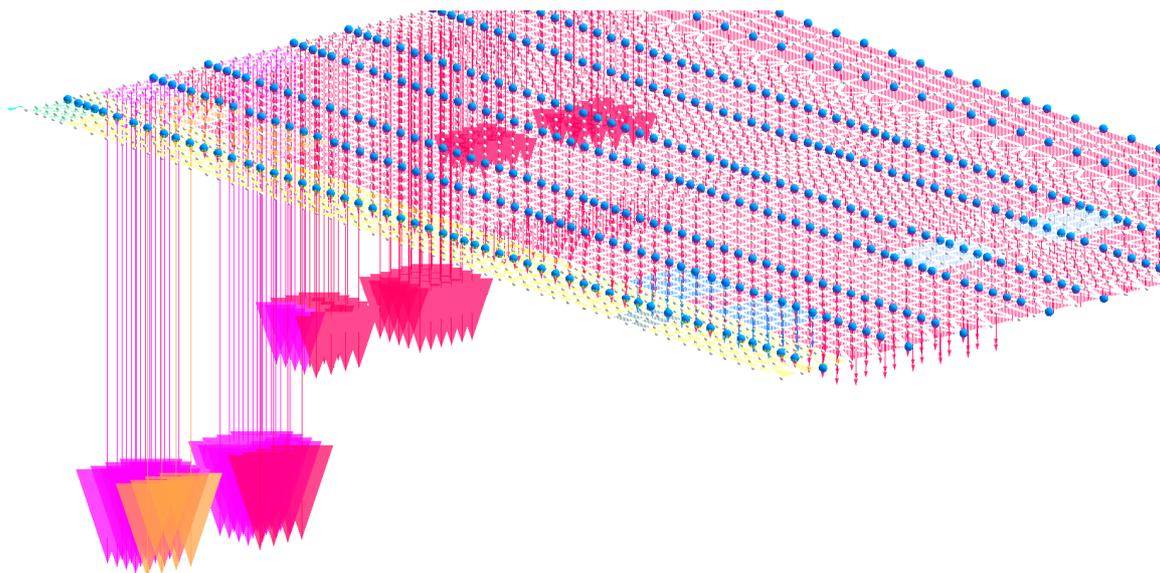


IMPRONTA IN PIANTA



SCHEMA TANDEM CARICO 1:
 carico sulle impronte 40x40: $Q = 4 \times Q_{ik}/2$
 carichi tandem ripartiti in asse soletta:
 su corsia di carico 1: $q = [1.360]$ daN/cm²
 su corsia di carico 2: $q = [0.907]$ daN/cm²
 su corsia di carico 3: $q = [0.453]$ daN/cm²

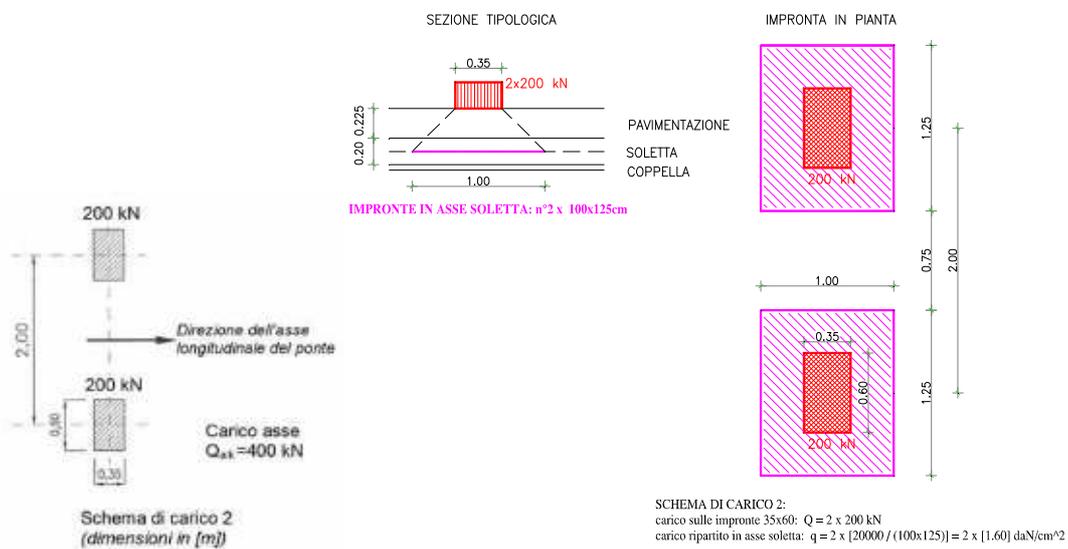


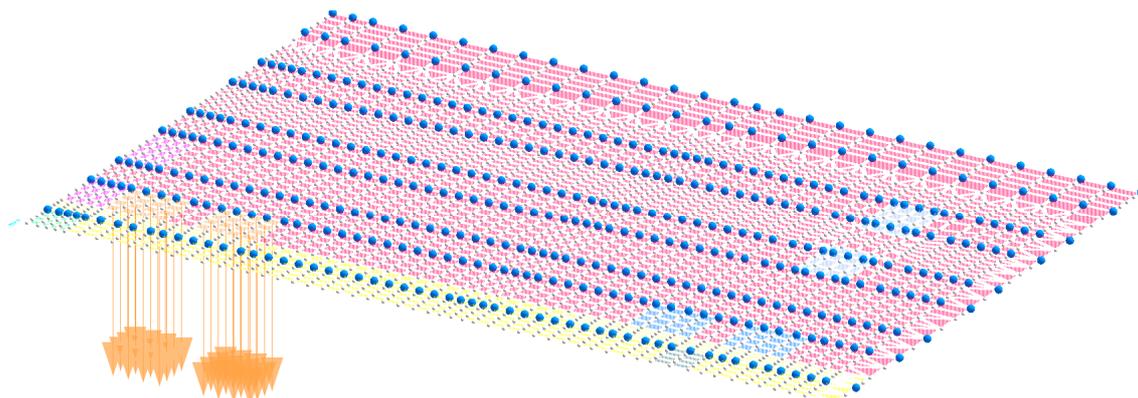


Schema di Carico 2 (localizzato) [disposizione sol_1]:

Carico considerato autonomamente entro la carreggiata stradale con asse longitudinale nella posizione più gravosa.

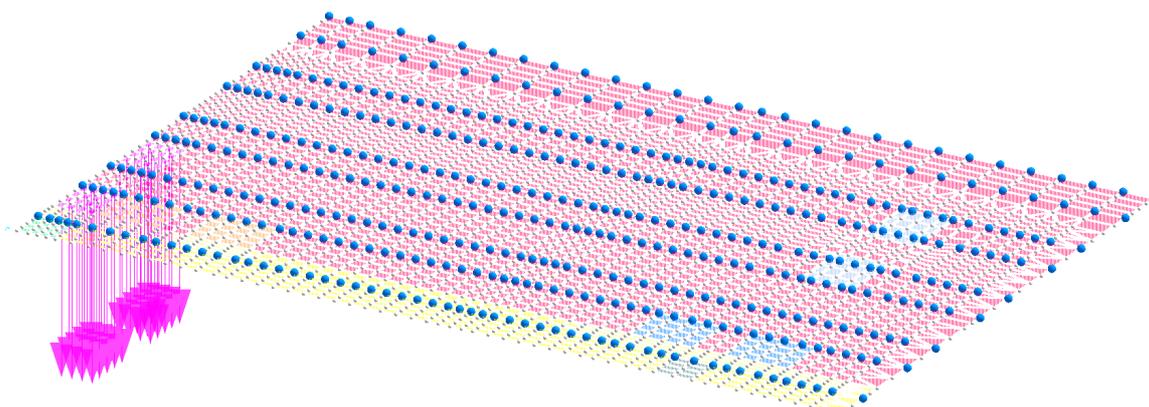
SCHEMA DI CARICO 2: n°2 IMPRONTE 35x60cm SU ESTRADOSSO SOLETTA





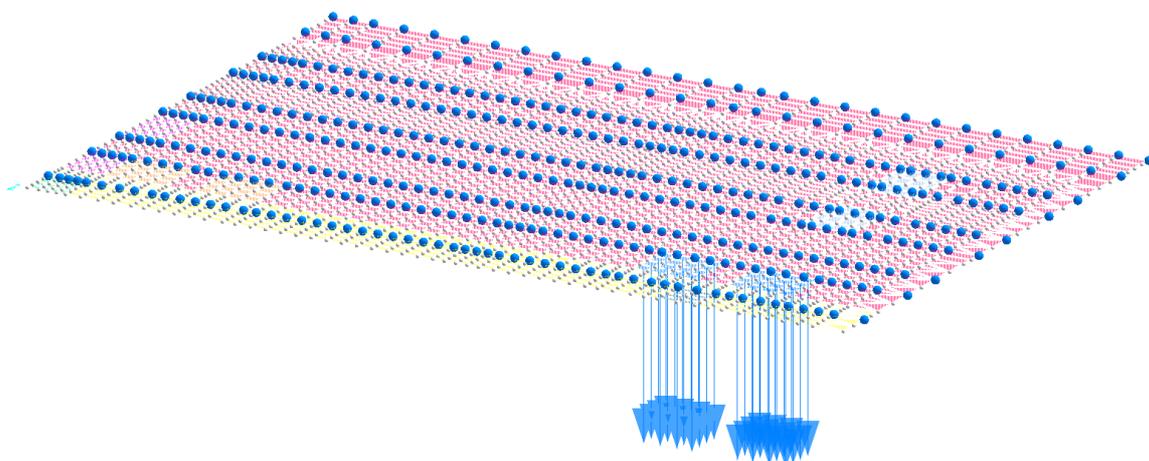
Schema di Carico 2 (localizzato) [disposizione sol_2]:

La distribuzione dei carichi su soletta risulta analoga a [disposizione sol_1]: varia l'ubicazione del carico.



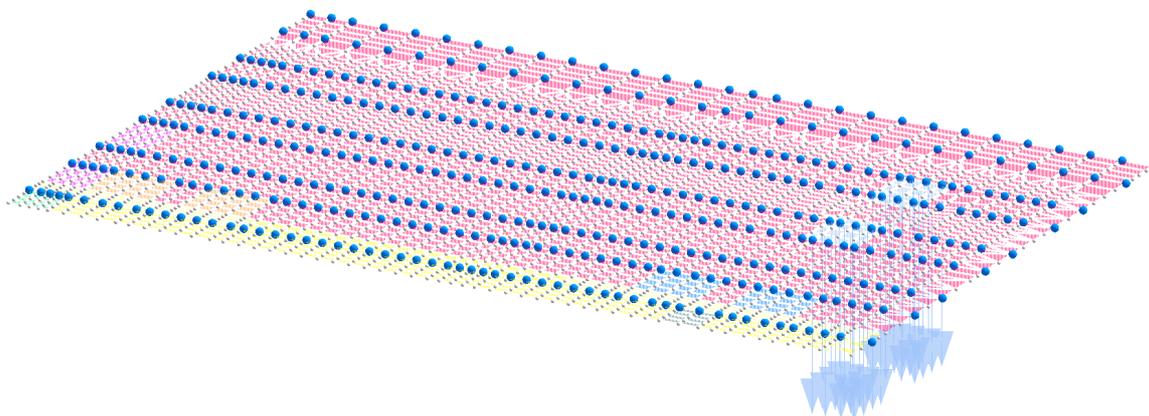
Schema di Carico 2 (localizzato) [disposizione sol_3]:

La distribuzione dei carichi su soletta risulta analoga a [disposizione sol_1]: varia l'ubicazione del carico.



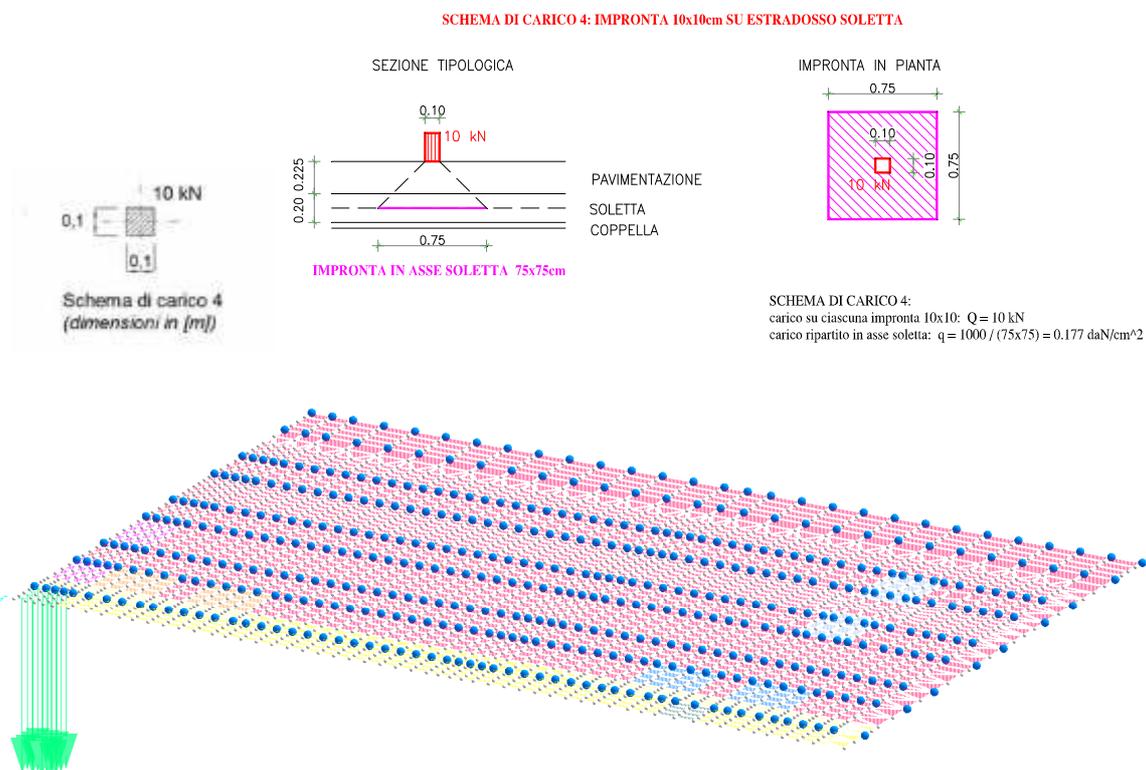
Schema di Carico 2 (localizzato) [disposizione sol_4]:

La distribuzione dei carichi su soletta risulta analoga a [disposizione sol_1]: varia l'ubicazione del carico.



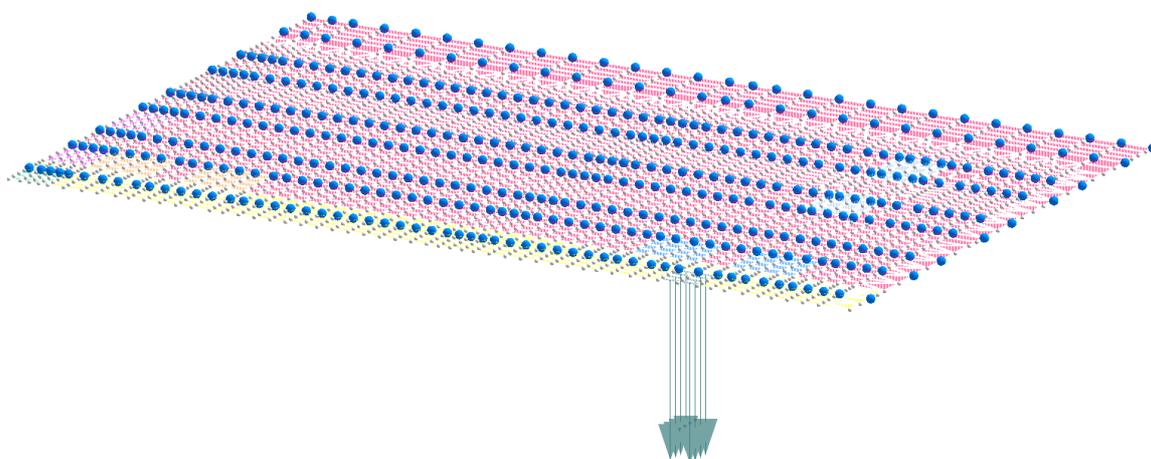
Schema di Carico 4 (localizzato) [disposizione sol_5]:

Carico considerato autonomamente entro l'ingombro del marciapiede laterale protetto da sicurezza.



Schema di Carico 4 (localizzato) [disposizione sol_6]:

La distribuzione dei carichi su soletta risulta analoga a [disposizione sol_5]: varia l'ubicazione del carico.



7.5.3 Riassunto Condizioni di Carico

Si riportano di seguito le condizioni di carico considerate, come numerate nel modello di calcolo, per la successiva definizione delle combinazioni di carico.

- 001) Peso_proprio
- 002) Permanente
- 003) Folla marciapiede
- 004) Qk_disposizione sol_1 [schema 2]
- 005) Qk_disposizione sol_2 [schema 2]
- 006) Qk_disposizione sol_3 [schema 2]
- 007) Qk_disposizione sol_4 [schema 2]
- 008) Qk_disposizione sol_5 [schema 4]
- 009) Qk_disposizione sol_6 [schema 4]
- 010) Qik [schema 1]
- 011) qik [schema 1]

7.5.4 COMBINAZIONI DEI CARICHI

Si riportano di seguito le combinazioni di carico in accordo con le NTC08 con le quali saranno nel seguito effettuate le verifiche a S.L.U. e S.L.E. della soletta d'impalcato.

	Peso Proprio [g ₁]	Permanenti [g ₂]	Traffico Veicolare : [SCHEMA 2] DISPOSIZIONE sol_1	Traffico Veicolare : [SCHEMA 2] DISPOSIZIONE sol_2	Traffico Veicolare : [SCHEMA 2] DISPOSIZIONE sol_3	Traffico Veicolare : [SCHEMA 2] DISPOSIZIONE sol_4	Traffico Veicolare : [SCHEMA 4] DISPOSIZIONE sol_5	Traffico Veicolare : [SCHEMA 4] DISPOSIZIONE sol_6	Folla [SCHEMA 5: q _{0,6a}]	[Q _{ik} + q _{ik}] [SCHEMA 1]
SLU-STR 01	1,3 (1,0)	1,35 (0,0)	1,35						1,5 · [2,5 kN/m ²]	
SLU-STR 02	1,3 (1,0)	1,35 (0,0)	1,35							
SLU-STR 03	1,3 (1,0)	1,35 (0,0)		1,35					1,5 · [2,5 kN/m ²]	
SLU-STR 04	1,3 (1,0)	1,35 (0,0)		1,35						
SLU-STR 05	1,3 (1,0)	1,35 (0,0)			1,35				1,5 · [2,5 kN/m ²]	
SLU-STR 06	1,3 (1,0)	1,35 (0,0)			1,35					
SLU-STR 07	1,3 (1,0)	1,35 (0,0)				1,35				
SLU-STR 08	1,3 (1,0)	1,35 (0,0)					1,35		1,5 · [2,5 kN/m ²]	
SLU-STR 09	1,3 (1,0)	1,35 (0,0)						1,35	1,5 · [2,5 kN/m ²]	
SLU-STR 10	1,3 (1,0)	1,35 (0,0)							1,5 · [5 kN/m ²]	
SLU-STR 11	1,3 (1,0)	1,35 (0,0)							1,5 · [2,5 kN/m ²]	1,35
SLE-RARA 01	1,0 (1,0)	1,0 (0,0)	1,00						1,0 · [2,5 kN/m ²]	
SLE-RARA 02	1,0 (1,0)	1,0 (0,0)		1,00					1,0 · [2,5 kN/m ²]	
SLE-RARA 03	1,0 (1,0)	1,0 (0,0)			1,00				1,0 · [2,5 kN/m ²]	
SLE-RARA 04	1,0 (1,0)	1,0 (0,0)				1,00			1,0 · [2,5 kN/m ²]	
SLE-RARA 05	1,0 (1,0)	1,0 (0,0)					1,00		1,0 · [2,5 kN/m ²]	
SLE-RARA 06	1,0 (1,0)	1,0 (0,0)						1,00	1,0 · [2,5 kN/m ²]	
SLE-RARA 07	1,0 (1,0)	1,0 (0,0)							1,0 · [2,5 kN/m ²]	1,00
SLE-FREQ 01	1,0 (1,0)	1,0 (0,0)	0,75						0,75	
SLE-FREQ 02	1,0 (1,0)	1,0 (0,0)			0,75				0,75	
SLE-FREQ 03	1,0 (1,0)	1,0 (0,0)					0,75		0,75	
SLE-FREQ 04	1,0 (1,0)	1,0 (0,0)							0,75	0,75
SLE-Q.PERM 01	1,0 (1,0)	1,0 (0,0)								

Nota: i valori tra parentesi corrispondono alle azioni intese come "favorevoli"; qualora in combinazione l'effetto delle medesime azioni risulti più gravoso con coeff. "favorevole" anziché "sfavorevole" sarà utilizzato il più gravoso.

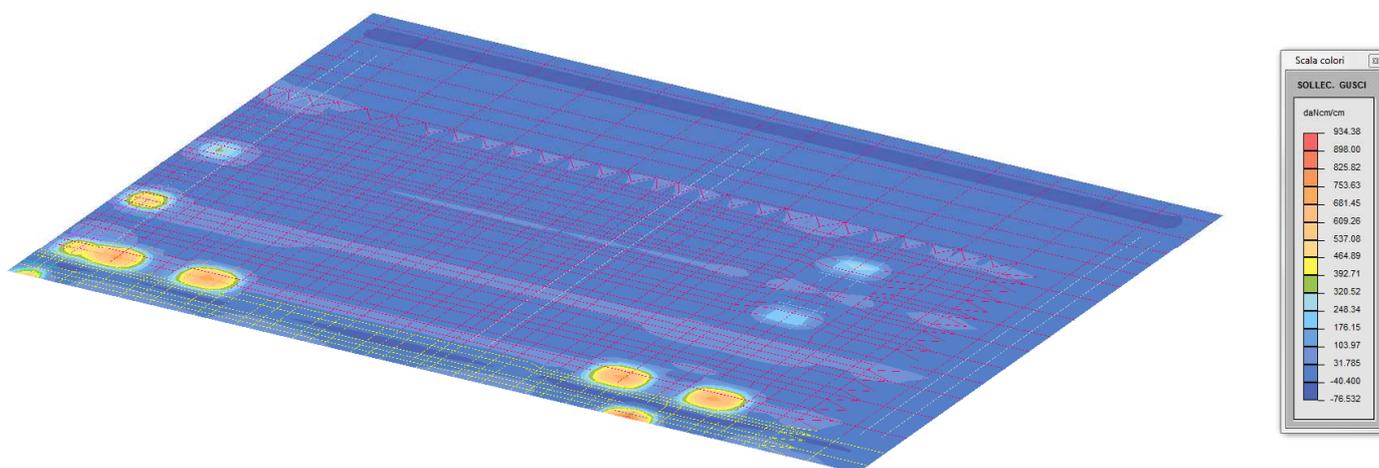
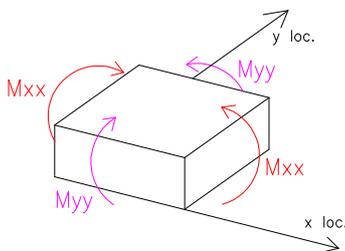
Si riporta nel seguito il tabulato delle combinazioni di carico ottenuto col programma di calcolo.

NOME	DESCRIZIONE	VERIFICA	TIPO	CONDIZ. INSERITE			CASI INSERITI	
				Num.	Coeff.	Segno	Num.	Coeff.
1	SLU-STR 01	S.L.U.	somma	1	1.350	+		
				2	1.350	+		
				3	0.750	+		
				4	1.350	+		
2	SLU-STR 02	S.L.U.	somma	1	1.350	+		
				2	1.350	+		
				4	1.350	+		
3	SLU-STR 03	S.L.U.	somma	1	1.350	+		
				2	1.350	+		
				3	0.750	+		
				5	1.350	+		
4	SLU-STR 04	S.L.U.	somma	1	1.350	+		
				2	1.350	+		
				5	1.350	+		
5	SLU-STR 05	S.L.U.	somma	1	1.350	+		
				2	1.350	+		
				3	0.750	+		
				6	1.350	+		
6	SLU-STR 06	S.L.U.	somma	1	1.350	+		
				2	1.350	+		
				6	1.350	+		
7	SLU-STR 07	S.L.U.	somma	1	1.350	+		
				2	1.350	+		
				7	1.350	+		
8	SLU-STR 08	S.L.U.	somma	1	1.350	+		
				2	1.350	+		
				8	1.350	+		
				3	0.750	+		
9	SLU-STR 09	S.L.U.	somma	1	1.350	+		
				2	1.350	+		
				3	0.750	+		
				9	1.350	+		
10	SLU-STR 10	S.L.U.	somma	1	1.350	+		
				2	1.350	+		
				3	1.500	+		
11	SLU-STR 11	S.L.U.	somma	1	1.350	+		
				2	1.350	+		
				10	1.350	+		
				11	1.350	+		
				3	0.750	+		
12	SLE-RARA 01	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	0.500	+		
				4	1.000	+		
13	SLE-RARA 02	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	0.500	+		
				5	1.000	+		
14	SLE-RARA 03	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	0.500	+		
				6	1.000	+		
15	SLE-RARA 04	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	0.500	+		
				7	1.000	+		
16	SLE-RARA 05	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	0.500	+		
				8	1.000	+		
17	SLE-RARA 06	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	0.500	+		
				9	1.000	+		
18	SLE-RARA 07	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	0.500	+		
				10	1.000	+		
				11	1.000	+		
19	SLE-FREQ 01	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	0.375	+		
				4	0.750	+		
20	SLE-FREQ 02	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	0.375	+		

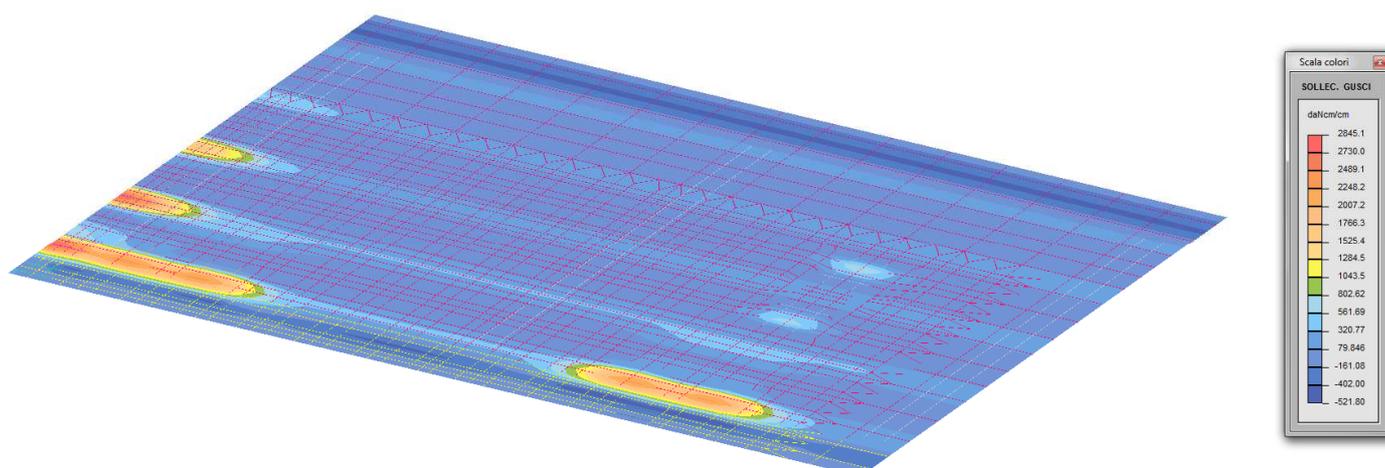
				6	0.750	+		
21	SLE-FREQ 03	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	0.375	+		
				8	0.750	+		
22	SLE-FREQ 04	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	0.375	+		
				10	0.750	+		
				11	0.750	+		
23	SLE-Q PERM	QuasiPerm.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		

7.5.5 Sollecitazioni

Si riportano le distribuzioni dei momenti $[M_{xx}]$, $[M_{yy}]$ relativamente alla porzione di soletta di impalcato studiata.



M_{xx} [daN-cm/cm]



$M_{yy} [daN \cdot cm/cm]$

7.5.6 Verifiche strutturali

Si eseguono le verifiche strutturali a S.L.U. e S.L.E. in accordo con le NTC08 e la Specifica RFI DTC INC PO SP IFS 002 A nelle quali è rispettato:

spessore minimo soletta = 20cm;

classe cls minima: C28/35

appoggio soletta sulle testate delle travi in c.a.p. : $b = 33 \text{ cm} > 5 \text{ cm}$

Verifica delle tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio:

Si considera un ambiente aggressivo:

$$\sigma_c \leq 174.3 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{RARA, FREQ.}$$

$$\sigma_c \leq 130.7 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{Q.PERM.}$$

Con riferimento all'ex "Istruzione 44/a" delle Ferrovie dello Stato si doveva verificare che la tensione nell'acciaio non superasse il valore dato dalla formula:

$$\sigma_{a,f} = 0.75 \sigma_a (1 + 0.5 (\sigma_{\min} / \sigma_{\max})) \leq \sigma_s = 2600 \text{ daN/cm}^2$$

Si è assunto a favore di sicurezza:

$$\sigma_{s,limite} \leq \sigma_{a,f} = 1950 \text{ daN/cm}^2 \quad [\text{anzichè : } \sigma_s \leq 3600 \text{ daN/cm}^2]$$

Verifiche a fessurazione:

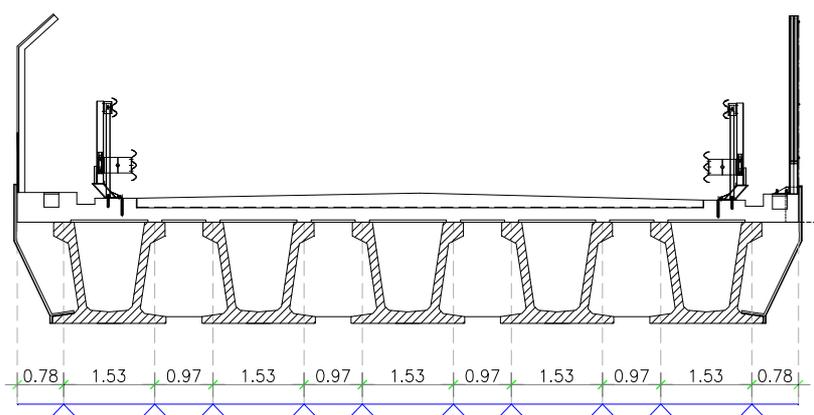
$$w \leq 0.2 \text{ mm} \quad \text{Q.PERM.}$$

$$w \leq 0.3 \text{ mm} \quad \text{FREQ.}$$

Le verifiche hanno dato esito positivo (cfr tabulati di verifica allegati alla relazione).

7.5.7 Verifica soletta come trave continua

Si è considerato uno schema di trave continua su 10 appoggi, corrispondenti alle pareti verticali delle travi in c.a.p. su cui poggia la soletta, considerando su di essa lo schema di carico 2 (200 kN + 200 kN ripartiti in asse soletta) , viaggiante sulle campate, eccetto sugli sbalzi protetti da sicurvia. A questo si sono ulteriormente combinati il peso proprio e i permanenti definiti nel §7.5.2.



La figura seguente mostra lo schema statico della trave continua e la ripartizione del carico veicolare (schema 2) considerata dal piano della strada all'asse della soletta oggetto di calcolo.

Per tener conto dell'effetto di ripartizione della soletta in senso trasversale a quello della trave continua in esame, si è considerata una sezione trasversale resistente di larghezza almeno doppia rispetto alla campata della trave continua e pari alla massima larghezza trasversale di ripartizione del carico:

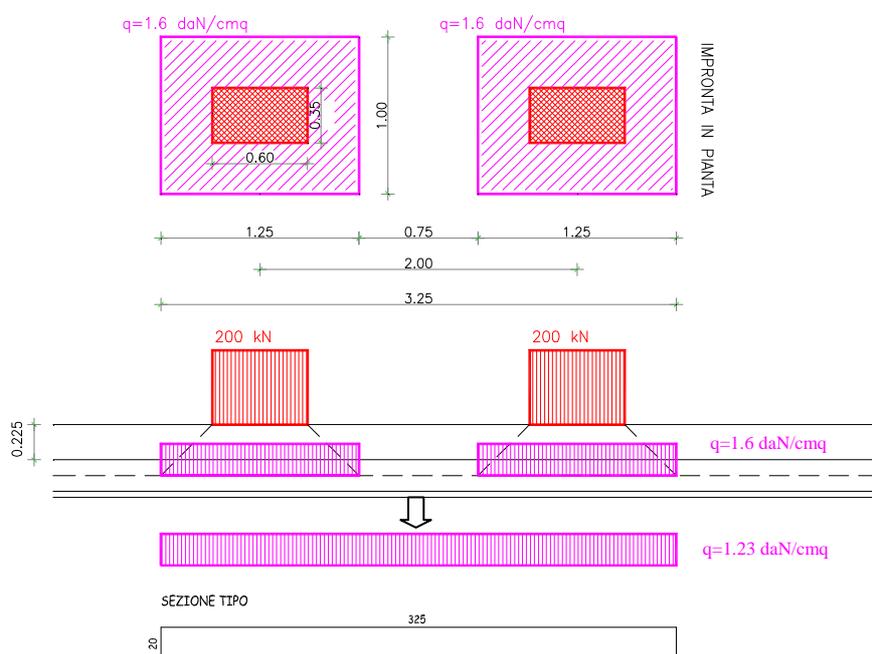
$$b = 325 \text{ cm}$$

Inoltre si considera che il carico $q = 1,60 \text{ daN/cm}^2$ derivante dalla ripartizione del carico

veicolare (schema 2) sia ulteriormente ripartito sull'asse soletta e applicato sull'intera larghezza ($L=325\text{cm}$) della sezione oggetto di studio.

Pertanto:

$q_{\text{veic}} = 1.23 \times 325 = 400 \text{ daN/cm}$ applicato su un tratto di larghezza $L=100\text{cm}$ e "viaggiante" sulla travata.



A questo carico si aggiungono i seguenti:

($i = 3.25 \text{ m}$)

p.p. soletta + coppella = $(500 + 100) \cdot i = 1950 \text{ daN/m} / i=325\text{cm}$

gk pavimentaz. = $495 \cdot i = 1608 \text{ daN/m} / i=325\text{cm}$

cordoli laterali in c.a. = $500 \cdot i = 1625 \text{ daN/m} / i=325\text{cm}$

p.p. barriera di sicurezza = $60 \cdot i = 195 \text{ daN} / i=325\text{cm}$

p.p. barriera antirumore/paramassi = $90 \cdot i = 292 \text{ daN} / i=325\text{cm}$

Si riporta di seguito il tabulato di verifica a S.L.U. e a S.L.E. della soletta.

La sezione è armata con 1 ϕ 20/20 cm; in giallo sono evidenziati i punti in cui il taglio eccede il valore di V_{rcd} : non sono tuttavia necessari rinforzi con staffe poichè, come si nota nella figura che segue (retino pieno in colore magenta) tali zone sono contenute entro l'appoggio della soletta sulle pareti verticali delle travi in c.a.p.

VERIFICA TRAVATA IN CEMENTO ARMATO

Nome travata : TRAVATA T001 (travetto)
 Metodo di verifica : stati limite (NTC08).
 Duttilità : bassa senza gerarchia.
 Unità di misura : cm; daN; daN/cm; daNcm; daN/cm²; deform. %.
 Unità particolari : fessure [Wk]:mm - ferri:mm e cm² - sezioni:cm e derivate.
 Copriferrì (assi) : longitudinali= 4 ; staffe= 3
 Carichi viaggianti : i punti di applicazione dei carichi si ottengono sommando all'ascissa una distanza che varia da 'variazione iniziale' a 'variazione finale' con passo pari 'passo'.

MATERIALI

CLS : Rck =350. ; fck=290.5; fctk= 19.8; fctm= 28.3; Ec= 325881. ;
 gc =1.5 ; fcd=164.6; fbd= 29.8; fctd= 13.2; Eud=.35%
 ACCIAIO : B450C; ftk=5175. ; fyk=4500. ; Es=2100000. ;
 gs =1.15; fyd=3913. ; ftd(k*fyd)=4500. ; fud=4439.8; Eud=6.75%

TENSIONI E FESSURE MASSIME IN ESERCIZIO

GRUPPO : ordinario.
 CLS : Scls(rara)=174.3; Scls(quasi permanente)=130.7; fbd(esercizio)= 29.8
 ACCIAIO : Sacc(rara)=3600.; Coeff.Omogein.= 15
 FESSURE : Wdmax(fre.)=.4 ; Wdmax(q.p.)=.3 [4.1.2.2.4.5];
 kt=.4 [EN 1992-1 7.3.4].

SEZIONI UTILIZZATE

1) Rettangolare: 325X20; A=6500.; Jg=216667.; E=325881.1

DESCRIZIONE CAMPATE

Cam.	Descriz.	S.ini	Sez.	S.fin	Incl.	L.assi	L.net.	lambda	K	r.Ar.	lam.max
1	C1	1	1	1	0	78.	62.	3.9	.4	5.	8.
2	C2	1	1	1	0	153.	120.	7.65	1.5	2.566	59.085
3	C3	1	1	1	0	97.	64.	4.85	1.5	5.	115.145
4	C4	1	1	1	0	153.	120.	7.65	1.5	3.202	73.742
5	C5	1	1	1	0	97.	64.	4.85	1.5	5.	115.145
6	C6	1	1	1	0	153.	120.	7.65	1.5	3.256	74.985
7	C7	1	1	1	0	97.	64.	4.85	1.5	5.	115.145
8	C8	1	1	1	0	153.	120.	7.65	1.5	3.202	73.742
9	C9	1	1	1	0	97.	64.	4.85	1.5	5.	115.145
10	C10	1	1	1	0	153.	120.	7.65	1.5	2.566	59.085
11	C11	1	1	1	0	78.	62.	3.9	.4	5.	8.

CONDIZIONI DI CARICO

Nro	Descrizione	Tipo	Coeff. per combinazioni			
			Molt. Caric	SLU	Rare	Freq. Q.Per.
1	peso proprio	senza permutazioni	1.	1.35	1.	1.
2	Permanenti	senza permutazioni	1.	1.35	1.	1.
3	Var veic schema 2	carichi viaggianti	1.	1.35	1.	.75

variazione iniziale = -1231 ; variazione finale = 1231 ; passo = 10 .

CARICHI APPLICATI

Nro	Con	Camp.	Tipo	Sistema	carico 1	carico 2	dist.1	dist.2
1	1	1	Forza distribuita	Globale	-19.5	-	-	-
2	1	2	Forza distribuita	Globale	-19.5	-	-	-
3	1	3	Forza distribuita	Globale	-19.5	-	-	-
4	1	4	Forza distribuita	Globale	-19.5	-	-	-
5	1	5	Forza distribuita	Globale	-19.5	-	-	-
6	1	6	Forza distribuita	Globale	-19.5	-	-	-
7	1	7	Forza distribuita	Globale	-19.5	-	-	-
8	1	8	Forza distribuita	Globale	-19.5	-	-	-
9	1	9	Forza distribuita	Globale	-19.5	-	-	-
10	1	10	Forza distribuita	Globale	-19.5	-	-	-
11	1	11	Forza distribuita	Globale	-19.5	-	-	-
12	2	1	Forza distribuita	Globale	-16.08	-	-	-
13	2	2	Forza distribuita	Globale	-16.08	-	-	-

14	2	3	Forza distribuita	Globale	-16.08	-	-	-	-
15	2	4	Forza distribuita	Globale	-16.08	-	-	-	-
16	2	5	Forza distribuita	Globale	-16.08	-	-	-	-
17	2	6	Forza distribuita	Globale	-16.08	-	-	-	-
18	2	7	Forza distribuita	Globale	-16.08	-	-	-	-
19	2	8	Forza distribuita	Globale	-16.08	-	-	-	-
20	2	9	Forza distribuita	Globale	-16.08	-	-	-	-
21	2	10	Forza distribuita	Globale	-16.08	-	-	-	-
22	2	11	Forza distribuita	Globale	-16.08	-	-	-	-
23	2	1	Forza distribuita	Globale	-16.25	-	-	-	-
24	2	11	Forza distribuita	Globale	-16.25	-	-	-	-
25	2	2	Forza concentrata	Globale	-195.	-	76.	-	-
26	2	10	Forza concentrata	Globale	-195.	-	76.	-	-
27	2	1	Forza concentrata	Globale	-292.	-	10.	-	-
28	2	11	Forza concentrata	Globale	-292.	-	68.	-	-
29	3	2	Forza distribuita	Globale	-400.	-	-	-	-
30	3	3	Forza distribuita	Globale	-400.	-	-	-	-
31	3	4	Forza distribuita	Globale	-400.	-	-	-	-
32	3	5	Forza distribuita	Globale	-400.	-	-	-	-
33	3	6	Forza distribuita	Globale	-400.	-	-	-	-
34	3	7	Forza distribuita	Globale	-400.	-	-	-	-
35	3	8	Forza distribuita	Globale	-400.	-	-	-	-
36	3	9	Forza distribuita	Globale	-400.	-	-	-	-
37	3	10	Forza distribuita	Globale	-400.	-	-	-	-

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

FLESSIONE:

Progressive	SE	Ar	Msd	Epscl	Epsac	Mrd	Epscl	Epsac	Cam	x/d	Mr/Ms	VE
> 7.	7.	1. 1.	-9851.0	.001	-2808708.	-.35	.982	3.	.263	285.1	SI	
78.	78.	1. 2.	-239656.	-.007	.009	-5186180.	-.35	.724	3.	.326	21.64	SI
> 78.	0.	1. 2.	-239656.	-.007	.009	-5186180.	-.35	.724	3.	.326	21.64	SI
78.	0.	1. 2.	32635.	-.001	.001	5186180.	-.35	.724	3.	.326	158.9	SI
154.	76.	1. 1.	1094723.	-.045	.076	2808708.	-.35	.982	3.	.263	2.566	SI
174.	96.	1. 1.	-5324.0	0.	0.	-2808708.	-.35	.982	3.	.263	527.5	SI
231.	153.	1. 1.	-1234211.	-.051	.086	-2808708.	-.35	.982	3.	.263	2.276	SI
231.	153.	1. 1.	129687.	-.005	.009	2808708.	-.35	.982	3.	.263	21.66	SI
> 231.	0.	1. 1.	-1234211.	-.051	.086	-2808708.	-.35	.982	3.	.263	2.276	SI
231.	0.	1. 1.	120475.	-.005	.008	2808708.	-.35	.982	3.	.263	23.31	SI
268.	36.	1. 1.	202310.	-.008	.014	2808708.	-.35	.982	3.	.263	13.88	SI
328.	97.	1. 1.	-1052895.	-.043	.073	-2808708.	-.35	.982	3.	.263	2.668	SI
328.	97.	1. 1.	134551.	-.005	.009	2808708.	-.35	.982	3.	.263	20.88	SI
> 328.	0.	1. 1.	-1052895.	-.043	.073	-2808708.	-.35	.982	3.	.263	2.668	SI
328.	0.	1. 1.	146939.	-.006	.01	2808708.	-.35	.982	3.	.263	19.12	SI
364.	36.	1. 1.	-59424.	-.002	.004	-2808708.	-.35	.982	3.	.263	47.27	SI
404.	76.	1. 1.	877133.	-.035	.061	2808708.	-.35	.982	3.	.263	3.202	SI
481.	153.	1. 1.	-1055293.	-.043	.073	-2808708.	-.35	.982	3.	.263	2.662	SI
481.	153.	1. 1.	106161.	-.004	.007	2808708.	-.35	.982	3.	.263	26.46	SI
> 481.	0.	1. 1.	-1055293.	-.043	.073	-2808708.	-.35	.982	3.	.263	2.662	SI
481.	0.	1. 1.	91532.	-.004	.006	2808708.	-.35	.982	3.	.263	30.69	SI
518.	36.	1. 1.	173887.	-.007	.012	2808708.	-.35	.982	3.	.263	16.15	SI
571.	90.	1. 1.	91381.	-.004	.006	2808708.	-.35	.982	3.	.263	30.74	SI
578.	97.	1. 1.	-1042645.	-.042	.073	-2808708.	-.35	.982	3.	.263	2.694	SI
578.	97.	1. 1.	91381.	-.004	.006	2808708.	-.35	.982	3.	.263	30.74	SI
> 578.	0.	1. 1.	-1042645.	-.042	.073	-2808708.	-.35	.982	3.	.263	2.694	SI
578.	0.	1. 1.	106421.	-.004	.007	2808708.	-.35	.982	3.	.263	26.39	SI
614.	36.	1. 1.	-66146.	-.003	.005	-2808708.	-.35	.982	3.	.263	42.46	SI
654.	76.	1. 1.	862593.	-.035	.06	2808708.	-.35	.982	3.	.263	3.256	SI
731.	153.	1. 1.	-1042645.	-.042	.073	-2808708.	-.35	.982	3.	.263	2.694	SI
731.	153.	1. 1.	106421.	-.004	.007	2808708.	-.35	.982	3.	.263	26.39	SI
> 731.	0.	1. 1.	-1042645.	-.042	.073	-2808708.	-.35	.982	3.	.263	2.694	SI
731.	0.	1. 1.	91381.	-.004	.006	2808708.	-.35	.982	3.	.263	30.74	SI
792.	60.	1. 1.	173887.	-.007	.012	2808708.	-.35	.982	3.	.263	16.15	SI
828.	97.	1. 1.	-1055293.	-.043	.073	-2808708.	-.35	.982	3.	.263	2.662	SI
828.	97.	1. 1.	91532.	-.004	.006	2808708.	-.35	.982	3.	.263	30.69	SI
> 828.	0.	1. 1.	-1055293.	-.043	.073	-2808708.	-.35	.982	3.	.263	2.662	SI
828.	0.	1. 1.	106161.	-.004	.007	2808708.	-.35	.982	3.	.263	26.46	SI
904.	76.	1. 1.	877133.	-.035	.061	2808708.	-.35	.982	3.	.263	3.202	SI
944.	116.	1. 1.	-59424.	-.002	.004	-2808708.	-.35	.982	3.	.263	47.27	SI
981.	153.	1. 1.	-1052895.	-.043	.073	-2808708.	-.35	.982	3.	.263	2.668	SI
981.	153.	1. 1.	146939.	-.006	.01	2808708.	-.35	.982	3.	.263	19.12	SI
> 981.	0.	1. 1.	-1052895.	-.043	.073	-2808708.	-.35	.982	3.	.263	2.668	SI
981.	0.	1. 1.	134551.	-.005	.009	2808708.	-.35	.982	3.	.263	20.88	SI
1042.	60.	1. 1.	202310.	-.008	.014	2808708.	-.35	.982	3.	.263	13.88	SI
1078.	97.	1. 1.	-1234211.	-.051	.086	-2808708.	-.35	.982	3.	.263	2.276	SI
1078.	97.	1. 1.	120475.	-.005	.008	2808708.	-.35	.982	3.	.263	23.31	SI
>1078.	0.	1. 1.	-1234211.	-.051	.086	-2808708.	-.35	.982	3.	.263	2.276	SI
1078.	0.	1. 1.	129687.	-.005	.009	2808708.	-.35	.982	3.	.263	21.66	SI
1134.	56.	1. 1.	-5324.0	0.	0.	-2808708.	-.35	.982	3.	.263	527.5	SI
1154.	76.	1. 1.	1094723.	-.045	.076	2808708.	-.35	.982	3.	.263	2.566	SI
1231.	153.	1. 2.	-239656.	-.007	.009	-5186180.	-.35	.724	3.	.326	21.64	SI

1231.	153.	1.	2.	32635.	-.001	.001	5186180.	!-.35	.724	3.	.326	158.9	SI
>1231.	0.	1.	2.	-239656.	!-.007	.009	-5186180.	!-.35	.724	3.	.326	121.64	SI
1268.	36.	1.	1.	-99640.	!-.004	.007	-2808708.	!-.35	.982	3.	.263	28.19	SI
1302.	71.	1.	1.	-9851.	!0.	.001	-2808708.	!-.35	.982	3.	.263	285.1	SI

TAGLIO:

Progressive	Vsd	VRd	Ve											
> 0.	1.	0.	27745.	SI					731.	1.	-46397.	37933.	SI	**
7.	1.	-504.	37933.	SI					> 731.	1.	-7176.	37933.	SI	
78.	1.	-5852.	27745.	SI					731.	1.	37896.	37933.	SI	
> 78.	1.	39935.	27745.	SI	**				828.	1.	7045.	37933.	SI	
104.	1.	25888.	27745.	SI					> 828.	1.	46751.	37933.	SI	**
231.	1.	-51617.	37933.	SI	**				835.	1.	42517.	37933.	SI	**
> 231.	1.	-7399.	37933.	SI					849.	1.	33779.	27745.	SI	
328.	1.	9700.	37933.	SI					959.	1.	33978.	27745.	SI	
> 328.	1.	46469.	37933.	SI	**				974.	1.	-42235.	37933.	SI	**
335.	1.	42235.	37933.	SI	**				> 981.	1.	-9700.	37933.	SI	
353.	1.	31739.	27745.	SI					981.	1.	38535.	37933.	SI	**
474.	1.	-42517.	37933.	SI	**				1078.	1.	7399.	37933.	SI	
> 481.	1.	-7045.	37933.	SI					>1078.	1.	51617.	37933.	SI	**
578.	1.	-37896.	37933.	SI					1085.	1.	47383.	37933.	SI	**
578.	1.	7176.	37933.	SI					1107.	1.	34732.	27745.	SI	
> 578.	1.	46397.	37933.	SI	**				>1231.	1.	5852.	27745.	SI	
603.	1.	31875.	27745.	SI					1289.	1.	1794.	37933.	SI	
711.	1.	33978.	27745.	SI					1309.	1.	0.	27745.	SI	

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - RARE:

Progressive	Se	Ar	Momento	Scls	Sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	Wd	Ve	
> 7.	7.	1.	1.	-1343.	-.1	2.	50.27	4.64	.0001	18.09	0.	SI
7.	7.	1.	1.	-1343.	-.1	2.	50.27	4.64	.0001	18.09	0.	SI
10.	10.	1.	1.	-2592.	-.2	3.8	50.27	4.64	.0001	18.09	0.	SI
78.	78.	1.	2.	-177523.	-7.5	135.5	100.5	4.24	.0039	14.87	.006	SI
> 78.	0.	1.	2.	-177523.	-7.5	135.5	100.5	4.24	.0039	14.87	.006	SI
154.	76.	1.	1.	810906.	-48.6	1187.4	50.27	4.64	.0369	18.09	.067	SI
231.	153.	1.	1.	-914230.	-54.7	1338.7	50.27	4.64	.0441	18.09	.08	SI
> 231.	153.	1.	1.	89241.	-5.3	130.7	50.27	4.64	.0037	18.09	.007	SI
231.	0.	1.	1.	-914230.	-54.7	1338.7	50.27	4.64	.0441	18.09	.08	SI
> 231.	0.	1.	1.	89241.	-5.3	130.7	50.27	4.64	.0037	18.09	.007	SI
268.	36.	1.	1.	149859.	-9.	219.4	50.27	4.64	.0063	18.09	.011	SI
328.	97.	1.	1.	-779922.	-46.7	1142.1	50.27	4.64	.0347	18.09	.063	SI
328.	97.	1.	1.	99667.	-6.	145.9	50.27	4.64	.0042	18.09	.008	SI
> 328.	0.	1.	1.	-779922.	-46.7	1142.1	50.27	4.64	.0347	18.09	.063	SI
328.	0.	1.	1.	99667.	-6.	145.9	50.27	4.64	.0042	18.09	.008	SI
404.	76.	1.	1.	649728.	-38.9	951.4	50.27	4.64	.0272	18.09	.049	SI
481.	153.	1.	1.	-781699.	-46.8	1144.7	50.27	4.64	.0348	18.09	.063	SI
> 481.	153.	1.	1.	67801.	-4.1	99.3	50.27	4.64	.0028	18.09	.005	SI
481.	0.	1.	1.	-781699.	-46.8	1144.7	50.27	4.64	.0348	18.09	.063	SI
481.	0.	1.	1.	67801.	-4.1	99.3	50.27	4.64	.0028	18.09	.005	SI
518.	36.	1.	1.	128805.	-7.7	188.6	50.27	4.64	.0054	18.09	.01	SI
578.	97.	1.	1.	-772329.	-46.2	1131.	50.27	4.64	.0342	18.09	.062	SI
578.	97.	1.	1.	67690.	-4.1	99.1	50.27	4.64	.0028	18.09	.005	SI
> 578.	0.	1.	1.	-772329.	-46.2	1131.	50.27	4.64	.0342	18.09	.062	SI
578.	0.	1.	1.	67690.	-4.1	99.1	50.27	4.64	.0028	18.09	.005	SI
654.	76.	1.	1.	638958.	-38.3	935.7	50.27	4.64	.0267	18.09	.048	SI
731.	153.	1.	1.	-772329.	-46.2	1131.	50.27	4.64	.0342	18.09	.062	SI
731.	153.	1.	1.	67690.	-4.1	99.1	50.27	4.64	.0028	18.09	.005	SI
> 731.	0.	1.	1.	-772329.	-46.2	1131.	50.27	4.64	.0342	18.09	.062	SI
731.	0.	1.	1.	67690.	-4.1	99.1	50.27	4.64	.0028	18.09	.005	SI
792.	60.	1.	1.	128805.	-7.7	188.6	50.27	4.64	.0054	18.09	.01	SI
828.	97.	1.	1.	-781699.	-46.8	1144.7	50.27	4.64	.0348	18.09	.063	SI
828.	97.	1.	1.	67801.	-4.1	99.3	50.27	4.64	.0028	18.09	.005	SI
> 828.	0.	1.	1.	-781699.	-46.8	1144.7	50.27	4.64	.0348	18.09	.063	SI
828.	0.	1.	1.	67801.	-4.1	99.3	50.27	4.64	.0028	18.09	.005	SI
904.	76.	1.	1.	649728.	-38.9	951.4	50.27	4.64	.0272	18.09	.049	SI
981.	153.	1.	1.	-779922.	-46.7	1142.1	50.27	4.64	.0347	18.09	.063	SI
> 981.	153.	1.	1.	99667.	-6.	145.9	50.27	4.64	.0042	18.09	.008	SI
981.	0.	1.	1.	-779922.	-46.7	1142.1	50.27	4.64	.0347	18.09	.063	SI
981.	0.	1.	1.	99667.	-6.	145.9	50.27	4.64	.0042	18.09	.008	SI
1042.	60.	1.	1.	149859.	-9.	219.4	50.27	4.64	.0063	18.09	.011	SI
1078.	97.	1.	1.	-914230.	-54.7	1338.7	50.27	4.64	.0441	18.09	.08	SI
>1078.	97.	1.	1.	89241.	-5.3	130.7	50.27	4.64	.0037	18.09	.007	SI
1078.	0.	1.	1.	-914230.	-54.7	1338.7	50.27	4.64	.0441	18.09	.08	SI
1078.	0.	1.	1.	89241.	-5.3	130.7	50.27	4.64	.0037	18.09	.007	SI
1154.	76.	1.	1.	810906.	-48.6	1187.4	50.27	4.64	.0369	18.09	.067	SI
1231.	153.	1.	2.	-177523.	-7.5	135.5	100.5	4.24	.0039	14.87	.006	SI
>1231.	0.	1.	2.	-177523.	-7.5	135.5	100.5	4.24	.0039	14.87	.006	SI
1302.	71.	1.	1.	-1343.	-.1	2.	50.27	4.64	.0001	18.09	0.	SI

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - FREQUENTI:

Progressive	Se	Ar	Momento	Scls	Sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	Wd	Ve	
> 7.	7.	1.	1.	-1343.!	-.1	2.	50.27	4.64	.0001	18.09	0.	SI
7.	7.	1.	1.	-1343.	-.1	2.	50.27	4.64	.0001	18.09	0.	SI
10.	10.	1.	1.	-2592.	-.2	3.8	50.27	4.64	.0001	18.09	0.	SI
78.	78.	1.	2.	-177523.!	-7.5!	135.5!	100.5	4.24	.0039	14.87	.006!	SI
> 78.	0.	1.	2.	-177523.	-7.5	135.5	100.5	4.24	.0039	14.87	.006	SI
154.	76.	1.	1.	611731.!	-36.6	895.8	50.27	4.64	.0256	18.09	.046	SI
231.	153.	1.	1.	-689975.!	-41.3!	1010.4!	50.27	4.64	.0289	18.09	.052!	SI
231.	153.	1.	1.	62628.	-3.7	91.7	50.27	4.64	.0026	18.09	.005	SI
> 231.	0.	1.	1.	-689975.!	-41.3!	1010.4!	50.27	4.64	.0289	18.09	.052!	SI
231.	0.	1.	1.	62628.	-3.7	91.7	50.27	4.64	.0026	18.09	.005	SI
268.	36.	1.	1.	113789.!	-6.8	166.6	50.27	4.64	.0048	18.09	.009	SI
328.	97.	1.	1.	-600204.	-35.9	878.9	50.27	4.64	.0251	18.09	.045	SI
328.	97.	1.	1.	59488.	-3.6	87.1	50.27	4.64	.0025	18.09	.005	SI
> 328.	0.	1.	1.	-600204.!	-35.9!	878.9!	50.27	4.64	.0251	18.09	.045!	SI
328.	0.	1.	1.	59488.	-3.6	87.1	50.27	4.64	.0025	18.09	.005	SI
404.	76.	1.	1.	499335.!	-29.9	731.2	50.27	4.64	.0209	18.09	.038	SI
481.	153.	1.	1.	-598989.	-35.9	877.1	50.27	4.64	.0251	18.09	.045	SI
481.	153.	1.	1.	38136.	-2.3	55.8	50.27	4.64	.0016	18.09	.003	SI
> 481.	0.	1.	1.	-598989.!	-35.9!	877.1!	50.27	4.64	.0251	18.09	.045!	SI
481.	0.	1.	1.	38136.	-2.3	55.8	50.27	4.64	.0016	18.09	.003	SI
518.	36.	1.	1.	93446.!	-5.6	136.8	50.27	4.64	.0039	18.09	.007	SI
578.	97.	1.	1.	-592663.	-35.5	867.9	50.27	4.64	.0248	18.09	.045	SI
578.	97.	1.	1.	37351.	-2.2	54.7	50.27	4.64	.0016	18.09	.003	SI
> 578.	0.	1.	1.	-592663.	-35.5	867.9	50.27	4.64	.0248	18.09	.045	SI
578.	0.	1.	1.	37351.	-2.2	54.7	50.27	4.64	.0016	18.09	.003	SI
654.	76.	1.	1.	491830.!	-29.4	720.2	50.27	4.64	.0206	18.09	.037	SI
731.	153.	1.	1.	-592663.!	-35.5!	867.9!	50.27	4.64	.0248	18.09	.045!	SI
731.	153.	1.	1.	37351.	-2.2	54.7	50.27	4.64	.0016	18.09	.003	SI
> 731.	0.	1.	1.	-592663.	-35.5	867.9	50.27	4.64	.0248	18.09	.045	SI
731.	0.	1.	1.	37351.	-2.2	54.7	50.27	4.64	.0016	18.09	.003	SI
792.	60.	1.	1.	93446.!	-5.6	136.8	50.27	4.64	.0039	18.09	.007	SI
828.	97.	1.	1.	-598989.!	-35.9!	877.1!	50.27	4.64	.0251	18.09	.045!	SI
828.	97.	1.	1.	38136.	-2.3	55.8	50.27	4.64	.0016	18.09	.003	SI
> 828.	0.	1.	1.	-598989.	-35.9	877.1	50.27	4.64	.0251	18.09	.045	SI
828.	0.	1.	1.	38136.	-2.3	55.8	50.27	4.64	.0016	18.09	.003	SI
904.	76.	1.	1.	499335.!	-29.9	731.2	50.27	4.64	.0209	18.09	.038	SI
981.	153.	1.	1.	-600204.	-35.9	878.9	50.27	4.64	.0251	18.09	.045	SI
981.	153.	1.	1.	59488.	-3.6	87.1	50.27	4.64	.0025	18.09	.005	SI
> 981.	0.	1.	1.	-600204.	-35.9	878.9	50.27	4.64	.0251	18.09	.045	SI
981.	0.	1.	1.	59488.	-3.6	87.1	50.27	4.64	.0025	18.09	.005	SI
1042.	60.	1.	1.	113789.!	-6.8	166.6	50.27	4.64	.0048	18.09	.009	SI
1078.	97.	1.	1.	-689975.!	-41.3!	1010.4!	50.27	4.64	.0289	18.09	.052!	SI
1078.	97.	1.	1.	62628.	-3.7	91.7	50.27	4.64	.0026	18.09	.005	SI
>1078.	0.	1.	1.	-689975.!	-41.3!	1010.4!	50.27	4.64	.0289	18.09	.052!	SI
1078.	0.	1.	1.	62628.	-3.7	91.7	50.27	4.64	.0026	18.09	.005	SI
1154.	76.	1.	1.	611731.!	-36.6	895.8	50.27	4.64	.0256	18.09	.046	SI
1231.	153.	1.	2.	-177523.	-7.5	135.5	100.5	4.24	.0039	14.87	.006	SI
>1231.	0.	1.	2.	-177523.!	-7.5!	135.5!	100.5	4.24	.0039	14.87	.006!	SI
1302.	71.	1.	1.	-1343.!	-.1	2.	50.27	4.64	.0001	18.09	0.	SI

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - QUASI PERMANENTI:

Progressive	Se	Ar	Momento	Scls	Sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	Wd	Ve	
> 7.	7.	1.	1.	-1343.!	-.1	2.	50.27	4.64	.0001	18.09	0.	SI
7.	7.	1.	1.	-1343.	-.1	2.	50.27	4.64	.0001	18.09	0.	SI
10.	10.	1.	1.	-2591.	-.2	3.8	50.27	4.64	.0001	18.09	0.	SI
78.	78.	1.	2.	-177523.!	-7.5!	135.5!	100.5	4.24	.0039	14.87	.006!	SI
> 78.	0.	1.	2.	-177523.	-7.5	135.5	100.5	4.24	.0039	14.87	.006	SI
85.	7.	1.	1.	-150602.	-9.	220.5	50.27	4.64	.0063	18.09	.011	SI
174.	96.	1.	1.	26093.!	-1.6	38.2	50.27	4.64	.0011	18.09	.002	SI
231.	153.	1.	1.	-17210.	-1.	25.2	50.27	4.64	.0007	18.09	.001	SI
> 231.	0.	1.	1.	-17210.	-1.	25.2	50.27	4.64	.0007	18.09	.001	SI
268.	36.	1.	1.	5578.!	-.3	8.2	50.27	4.64	.0002	18.09	0.	SI
328.	97.	1.	1.	-61051.!	-3.7!	89.4!	50.27	4.64	.0026	18.09	.005!	SI
> 328.	0.	1.	1.	-61051.	-3.7	89.4	50.27	4.64	.0026	18.09	.005	SI
404.	76.	1.	1.	48156.!	-2.9	70.5	50.27	4.64	.002	18.09	.004	SI
481.	153.	1.	1.	-50860.	-3.	74.5	50.27	4.64	.0021	18.09	.004	SI
> 481.	0.	1.	1.	-50860.	-3.	74.5	50.27	4.64	.0021	18.09	.004	SI
530.	48.	1.	1.	-10416.!	-.6	15.3	50.27	4.64	.0004	18.09	.001	SI
578.	97.	1.	1.	-53664.!	-3.2!	78.6!	50.27	4.64	.0022	18.09	.004!	SI
> 578.	0.	1.	1.	-53664.	-3.2	78.6	50.27	4.64	.0022	18.09	.004	SI
654.	76.	1.	1.	50447.!	-3.	73.9	50.27	4.64	.0021	18.09	.004	SI
731.	153.	1.	1.	-53664.!	-3.2!	78.6!	50.27	4.64	.0022	18.09	.004!	SI
> 731.	0.	1.	1.	-53664.	-3.2	78.6	50.27	4.64	.0022	18.09	.004	SI
780.	48.	1.	1.	-10416.!	-.6	15.3	50.27	4.64	.0004	18.09	.001	SI
828.	97.	1.	1.	-50860.	-3.	74.5	50.27	4.64	.0021	18.09	.004	SI
> 828.	0.	1.	1.	-50860.	-3.	74.5	50.27	4.64	.0021	18.09	.004	SI
904.	76.	1.	1.	48156.!	-2.9	70.5	50.27	4.64	.002	18.09	.004	SI
981.	153.	1.	1.	-61051.!	-3.7!	89.4!	50.27	4.64	.0026	18.09	.005!	SI

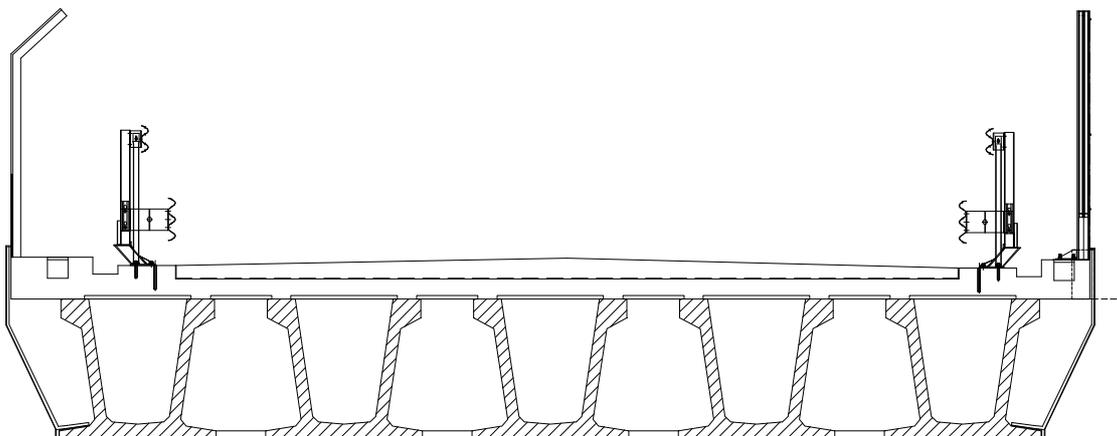
> 981.	0.	1.	1.	-61051.!	-3.7!	89.4!	50.27	4.64	.0026	18.09	.005!	SI
1042.	60.	1.	1.	5578.!	-.3	8.2	50.27	4.64	.0002	18.09	0.	SI
1078.	97.	1.	1.	-17210.	-1.	25.2	50.27	4.64	.0007	18.09	.001	SI
>1078.	0.	1.	1.	-17210.	-1.	25.2	50.27	4.64	.0007	18.09	.001	SI
1134.	56.	1.	1.	26093.!	-1.6	38.2	50.27	4.64	.0011	18.09	.002	SI
1224.	146.	1.	1.	-150602.	-9.!	220.5!	50.27	4.64	.0063	18.09	.011!	SI
1231.	153.	1.	2.	-177523.!	-7.5!	135.5!	100.5	4.24	.0039	14.87	.006	SI
>1231.	0.	1.	2.	-177523.!	-7.5!	135.5!	100.5	4.24	.0039	14.87	.006!	SI
1302.	71.	1.	1.	-1343.!	-.1	2.	50.27	4.64	.0001	18.09	0.	SI

ARMATURE LONGITUDINALI (%=100*Af/Acls - Acls=area intera sezione)

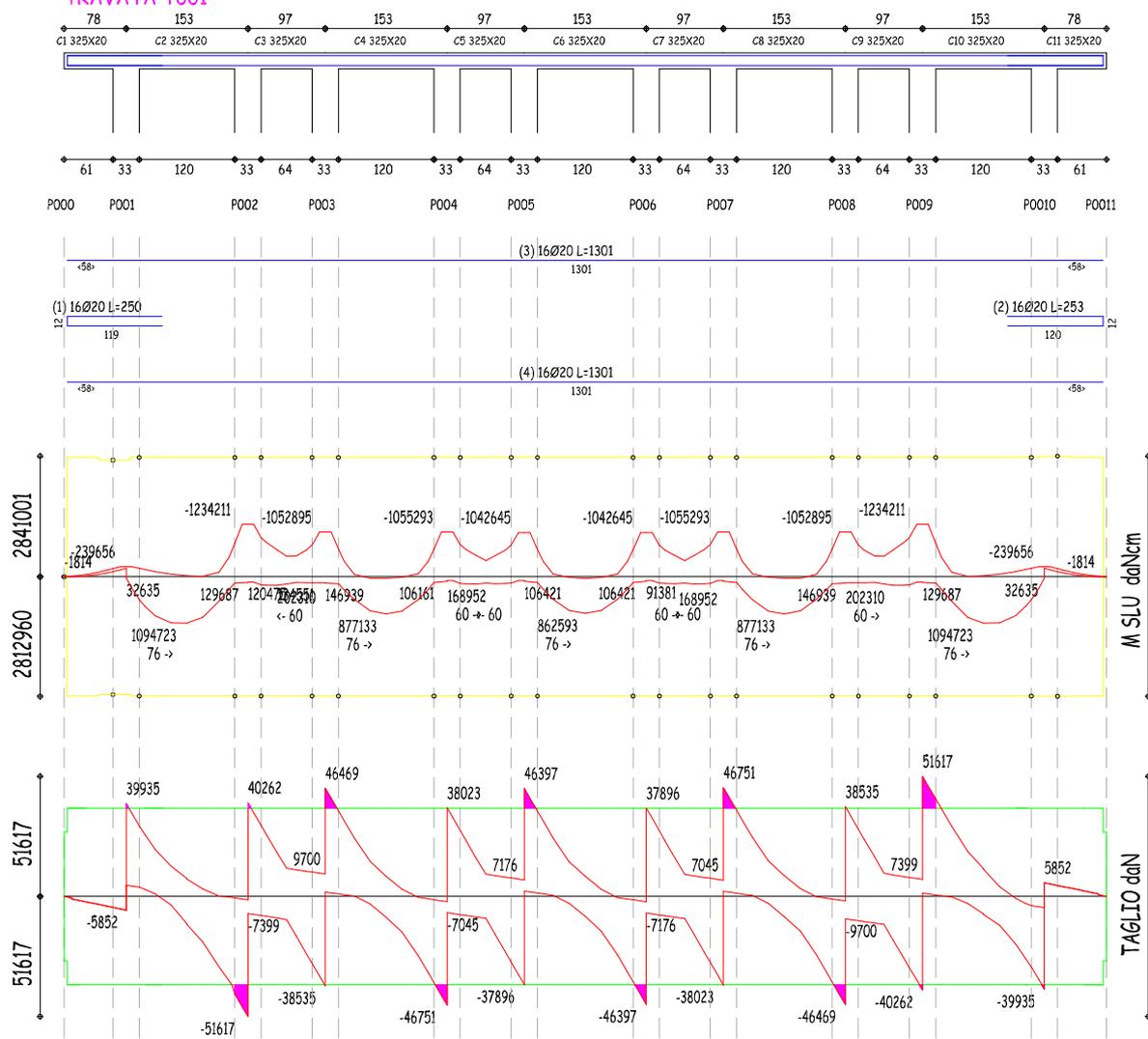
Nro	Totale	%	Super.	%	Barre	Infer.	%	Barre
1	100.5	1.547	50.27	.773	16d20	50.27	.773	16d20
2	201.1	3.093	100.5	1.547	16d20 +16d20	100.5	1.547	16d20 +16d20

MESSAGGI

***) Verifica a taglio per elementi senza armature trasversali ritenuta soddisfatta poichè la sezione risulta compresa nella zona di appoggio della soletta sulle pareti verticali delle travi in c.a.p.



TRAVATA T001



7.5.8 Verifica della soletta a sbalzo per urto del veicolo in svio [q₈]

Si considera il carico q₈ (§5.1.3.10 e §3.6.3.3.2 NTC08) pari a 100 kN orizzontale applicato sulla barriera tipo "H4-bordo ponte per manufatto W4" ad un'altezza h = 55 cm dal piano della pavimentazione stradale, applicata su una linea lunga 50 cm. Nel progetto dell'impalcato si è considerata una condizione di carico eccezionale nella quale alla forza orizzontale d'urto su sicurvia si associa un carico verticale isolato sulla sede stradale costituito dallo Schema di Carico 2 (corrispondente a 200 kN + 200 kN su impronte dim. 35x60cm sul piano viario in prossimità della barriera di sicurezza), e disposto nella posizione più gravosa.

Si analizza la barriera disposta sul lato esterno del ponte di tipo H4, i cui montanti sono disposti ad interasse i = 150 cm, ipotizzando che l'azione di svio del veicolo si distribuisca, a favore di sicurezza, su soli n°2 montanti della barriera stessa ^(nota 4) e che la sezione di soletta interessata dall'azione del singolo montante abbia sezione pari a 20x300 cm.

Si considera la situazione più gravosa in vicinanza della Spalla 2 in cui la pavimentazione stradale media è pari a 37 cm.

Si esegue il calcolo secondo lo schema a trave continua precedentemente analizzato (cfr. §7.5.7), applicando una coppia concentrata in corrispondenza della base del montante del sicurvia corrispondente all'urto del veicolo in svio:

Sezione resistente 325 x 20 cm

$$M = 10000 \text{ daN} \times (55 + 37 + 20/2) / 2 = 510000 \text{ daNcm}$$

^(nota 4): L'azione dell'urto veicolare andrà a colpire la barriera di sicurezza tipo "H4 Bordo Ponte - W4". Si considera un veicolo che urti la barriera in direzione ortogonale ad essa. Si considerano investiti dall'urto, a favore di sicurezza, i soli due pali della barriera contenuti entro l'ingombro ideale del veicolo, escludendo la capacità dissipativa per deformazione della barriera stessa in senso longitudinale sui pali adiacenti a quelli coinvolti. In realtà la forza d'urto orizzontale sui singoli pali, per effetto sia della deformazione con dissipazione di energia d'urto della barriera, sia per effetto del trascinarsi del veicolo contro la barriera in senso longitudinale, sarà sicuramente inferiore a quella considerata nel calcolo.

A questa si aggiungono i carichi elencati nel precedente §7.5.7.

Si riporta di seguito il tabulato di verifica della soletta ove sono riportate le verifiche a S.L.U. e la graficizzazione dello schema di carico adottato e delle sollecitazioni.

La seguente verifica è considerata come situazione eccezionale da urto con coefficienti delle condizioni di carico come da norma in vigore.

VERIFICA TRAVATA IN CEMENTO ARMATO

Metodo di verifica : stati limite (NIC08).
 Duttilità : bassa senza gerarchia.
 Unità di misura : cm; daN; daN/cm; daN/cm²; daN/cm²; deform. %.
 Unità particolari : fessure [Wk]:mm - ferri:mm e cm² - sezioni:cm e derivate.
 Copriferri (assi) : longitudinali= 4 ; staffe= 3

MATERIALI

CLS : Rck =350. ; fck=290.5; fctk= 19.8; fctm= 28.3; Ec= 325881. ;
 gc =1.5 ; fcd=164.6; fbd= 29.8; fctd= 13.2; Ecd=.35%
 ACCIAIO : B450C; ftk=5175. ; fyk=4500. ; Es=2100000. ;
 gs =1.15; fyd=3913. ; ftd(k*fyd)=4500. ; fud=4439.8; Eud=6.75%

TENSIONI E FESSURE MASSIME IN ESERCIZIO

GRUPPO : ordinario.
 CLS : Scls(rara)=174.3; Scls(quasi permanente)=130.7; fbd(esercizio)= 29.8
 ACCIAIO : Sacc(rara)=3600. ; Coeff.Omogein.= 15
 FESSURE : W_{max}(fre.)=.4 ; W_{max}(q.p.)=.3 [4.1.2.2.4.5];
 kt=.4 [EN 1992-1 7.3.4].

SEZIONI UTILIZZATE

1) Rettangolare: 325X20; A=6500.; Jg=216667.; E=325881.1

DESCRIZIONE CAMPATE

Cam.	Descriz.	S.ini	Sez.	S.fin	Incl.	L.assi	L.net.	lambda	K	r.Ar.	lam.max
1	C1	1	1	1	0	78.	62.	3.9	.4	5.	8.
2	C2	1	1	1	0	153.	120.	7.65	1.5	4.226	97.331
3	C3	1	1	1	0	97.	64.	4.85	1.5	5.	115.145
4	C4	1	1	1	0	153.	120.	7.65	1.5	5.	115.145
5	C5	1	1	1	0	97.	64.	4.85	1.5	1.	23.029
6	C6	1	1	1	0	153.	120.	7.65	1.5	5.	115.145
7	C7	1	1	1	0	97.	64.	4.85	1.5	1.	23.029
8	C8	1	1	1	0	153.	120.	7.65	1.5	5.	115.145
9	C9	1	1	1	0	97.	64.	4.85	1.5	5.	115.145
10	C10	1	1	1	0	153.	120.	7.65	1.5	5.	115.145
11	C11	1	1	1	0	78.	62.	3.9	.4	5.	8.

CONDIZIONI DI CARICO

Nro	Descrizione	Tipo	Molt. Coeff. per combinazioni				
			Caric	SLU	Rare	Freq.	Q.Per.
1	peso proprio	senza permutazioni	1.	1.	1.	1.	1.
2	Permanenti	senza permutazioni	1.	1.	1.	1.	1.
3	Var veic schema 2	permutaz. campate	1.	1.	1.	.75	0.

CARICHI APPLICATI

Nro	Con	Camp.	Tipo	Sistema	carico 1	carico 2	dist.1	dist.2
1	1	1	Forza distribuita	Globale	-19.5	-	-	-
2	1	2	Forza distribuita	Globale	-19.5	-	-	-
3	1	3	Forza distribuita	Globale	-19.5	-	-	-
4	1	4	Forza distribuita	Globale	-19.5	-	-	-
5	1	5	Forza distribuita	Globale	-19.5	-	-	-
6	1	6	Forza distribuita	Globale	-19.5	-	-	-
7	1	7	Forza distribuita	Globale	-19.5	-	-	-
8	1	8	Forza distribuita	Globale	-19.5	-	-	-
9	1	9	Forza distribuita	Globale	-19.5	-	-	-
10	1	10	Forza distribuita	Globale	-19.5	-	-	-
11	1	11	Forza distribuita	Globale	-19.5	-	-	-
12	2	1	Forza distribuita	Globale	-16.08	-	-	-
13	2	2	Forza distribuita	Globale	-16.08	-	-	-

14	2	3	Forza distribuita	Globale	-16.08	-	-	-	-
15	2	4	Forza distribuita	Globale	-16.08	-	-	-	-
16	2	5	Forza distribuita	Globale	-16.08	-	-	-	-
17	2	6	Forza distribuita	Globale	-16.08	-	-	-	-
18	2	7	Forza distribuita	Globale	-16.08	-	-	-	-
19	2	8	Forza distribuita	Globale	-16.08	-	-	-	-
20	2	9	Forza distribuita	Globale	-16.08	-	-	-	-
21	2	10	Forza distribuita	Globale	-16.08	-	-	-	-
22	2	11	Forza distribuita	Globale	-16.08	-	-	-	-
23	2	1	Forza distribuita	Globale	-16.25	-	-	-	-
24	2	11	Forza distribuita	Globale	-16.25	-	-	-	-
25	2	2	Forza concentrata	Globale	-195.	-	76.	-	-
26	2	10	Forza concentrata	Globale	-195.	-	76.	-	-
27	2	1	Forza concentrata	Globale	-292.	-	10.	-	-
28	2	11	Forza concentrata	Globale	-292.	-	68.	-	-
29	3	2	Carico trapezio	Globale	-400.	-400.	76.	0.	-
30	3	3	Carico trapezio	Globale	-400.	-400.	0.	70.	-
31	3	2	Coppia concentrata	Globale	-510000.	-	76.	-	-

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

FLESSIONE:

Progressive	SE	Ar	Msd	Epscl	Epsac	Mrd	Epscl	Epsac	Cam	x/d	Mr/Ms	VE	
> 7.	7.	1.	1.	-7297.	!0.	.001	-2808708.	!-.35	.982	3.	.263	384.9	!SI
78.	78.	1.	2.	-177523.	!-.005	.006	-5186180.	!-.35	.724	3.	.326	29.21	!SI
> 78.	0.	1.	2.	-177523.	!-.005	.006	-5186180.	!-.35	.724	3.	.326	29.21	!SI
94.	16.	1.	1.	105617.	!-.004	.007	2808708.	!-.35	.982	3.	.263	26.59	!SI
154.	76.	1.	1.	664552.	!-.027	.046	2808708.	!-.35	.982	3.	.263	4.226	!SI
174.	96.	1.	1.	-264.	!0.	0.	-2808708.	!-.35	.982	3.	.263	10642	!SI
231.	153.	1.	1.	-434607.	!-.017	.03	-2808708.	!-.35	.982	3.	.263	6.463	!SI
> 231.	0.	1.	1.	-434607.	!-.017	.03	-2808708.	!-.35	.982	3.	.263	6.463	!SI
231.	0.	1.	1.	11122.	!0.	.001	2808708.	!-.35	.982	3.	.263	252.5	!SI
248.	16.	1.	1.	77150.	!-.003	.005	2808708.	!-.35	.982	3.	.263	36.41	!SI
304.	73.	1.	1.	7968.	!0.	.001	2808708.	!-.35	.982	3.	.263	352.5	!SI
328.	97.	1.	1.	-83091.	!-.003	.006	-2808708.	!-.35	.982	3.	.263	33.8	!SI
328.	97.	1.	1.	20600.	!-.001	.001	2808708.	!-.35	.982	3.	.263	136.3	!SI
> 328.	0.	1.	1.	-83091.	!-.003	.006	-2808708.	!-.35	.982	3.	.263	33.8	!SI
328.	0.	1.	1.	34685.	!-.001	.002	2808708.	!-.35	.982	3.	.263	80.98	!SI
384.	56.	1.	1.	81578.	!-.003	.006	2808708.	!-.35	.982	3.	.263	34.43	!SI
464.	136.	1.	1.	4611.	!0.	0.	2808708.	!-.35	.982	3.	.263	609.2	!SI
481.	153.	1.	1.	-76933.	!-.003	.005	-2808708.	!-.35	.982	3.	.263	36.51	!SI
> 481.	0.	1.	1.	-76933.	!-.003	.005	-2808708.	!-.35	.982	3.	.263	36.51	!SI
542.	60.	1.	1.	-22209.	!-.001	.002	-2808708.	!-.35	.982	3.	.263	126.5	!SI
578.	97.	1.	1.	-55178.	!-.002	.004	-2808708.	!-.35	.982	3.	.263	50.9	!SI
> 578.	0.	1.	1.	-55178.	!-.002	.004	-2808708.	!-.35	.982	3.	.263	50.9	!SI
594.	16.	1.	1.	5312.	!0.	0.	2808708.	!-.35	.982	3.	.263	528.8	!SI
654.	76.	1.	1.	52355.	!-.002	.004	2808708.	!-.35	.982	3.	.263	53.65	!SI
714.	136.	1.	1.	1025.	!0.	0.	2808708.	!-.35	.982	3.	.263	2739.	!SI
731.	153.	1.	1.	-55454.	!-.002	.004	-2808708.	!-.35	.982	3.	.263	50.65	!SI
> 731.	0.	1.	1.	-55454.	!-.002	.004	-2808708.	!-.35	.982	3.	.263	50.65	!SI
780.	48.	1.	1.	-13025.	!-.001	.001	-2808708.	!-.35	.982	3.	.263	215.6	!SI
828.	97.	1.	1.	-50964.	!-.002	.004	-2808708.	!-.35	.982	3.	.263	55.11	!SI
> 828.	0.	1.	1.	-50964.	!-.002	.004	-2808708.	!-.35	.982	3.	.263	55.11	!SI
844.	16.	1.	1.	2383.	!0.	0.	2808708.	!-.35	.982	3.	.263	1179.	!SI
904.	76.	1.	1.	48287.	!-.002	.003	2808708.	!-.35	.982	3.	.263	58.17	!SI
981.	153.	1.	1.	-61173.	!-.002	.004	-2808708.	!-.35	.982	3.	.263	45.91	!SI
> 981.	0.	1.	1.	-61173.	!-.002	.004	-2808708.	!-.35	.982	3.	.263	45.91	!SI
1030.	48.	1.	1.	4443.	!0.	0.	2808708.	!-.35	.982	3.	.263	632.1	!SI
1042.	60.	1.	1.	5586.	!0.	0.	2808708.	!-.35	.982	3.	.263	502.8	!SI
1054.	73.	1.	1.	-1039.	!0.	0.	-2808708.	!-.35	.982	3.	.263	2702.	!SI
1078.	97.	1.	1.	-17217.	!-.001	.001	-2808708.	!-.35	.982	3.	.263	163.1	!SI
>1078.	0.	1.	1.	-17217.	!-.001	.001	-2808708.	!-.35	.982	3.	.263	163.1	!SI
1085.	7.	1.	1.	4364.	!0.	0.	2808708.	!-.35	.982	3.	.263	643.6	!SI
1094.	16.	1.	1.	-2548.	!0.	0.	-2808708.	!-.35	.982	3.	.263	1102.	!SI
1134.	56.	1.	1.	26108.	!-.001	.002	2808708.	!-.35	.982	3.	.263	107.6	!SI
1224.	146.	1.	1.	-177523.	!-.007	.012	-2808708.	!-.35	.982	3.	.263	15.82	!SI
1231.	153.	1.	2.	-177523.	!-.005	.006	-5186180.	!-.35	.724	3.	.326	29.21	!SI
>1231.	0.	1.	2.	-177523.	!-.005	.006	-5186180.	!-.35	.724	3.	.326	29.21	!SI
1268.	36.	1.	1.	-73808.	!-.003	.005	-2808708.	!-.35	.982	3.	.263	38.05	!SI
1302.	71.	1.	1.	-7297.	!0.	.001	-2808708.	!-.35	.982	3.	.263	384.9	!SI

TAGLIO:

Progressive	Se	Vsd	VRd	Ve								
> 0.	0.	1.	1.	0.	!27745.	!SI						
7.	7.	1.	1.	-373.	!37933.	!SI						
78.	78.	1.	1.	-4335.	!27745.	!SI						
> 78.	0.	1.	1.	12368.	!27745.	!SI						
231.	153.	1.	1.	-24116.	!37933.	!SI						
> 231.	0.	1.	1.	15488.	!37933.	!SI						
328.	97.	1.	1.	-3520.	!37933.	!SI						
							328.	97.	1.	2579.	!37933.	!SI
							> 328.	0.	1.	2979.	!37933.	!SI
							481.	153.	1.	-3359.	!37933.	!SI
							> 481.	0.	1.	2023.	!37933.	!SI
							578.	97.	1.	-1843.	!37933.	!SI
							> 578.	0.	1.	2735.	!37933.	!SI
							731.	153.	1.	-2770.	!37933.	!SI
							> 731.	0.	1.	1777.	!37933.	!SI

828.	97.	1.	-1703.!	37933.!	SI	>1078.	0.	1.	1772.!	37933.!	SI
> 828.	0.	1.	2656.!	37933.!	SI	1231.	153.	1.	-3867.!	27745.!	SI
981.	153.	1.	-2792.!	37933.!	SI	>1231.	0.	1.	4335.!	27745.!	SI
> 981.	0.	1.	2179.!	37933.!	SI	1289.	58.	1.	1329.!	37933.!	SI
1078.	97.	1.	-1274.!	37933.!	SI	1309.	78.	1.	0.!	27745.!	SI

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - RARE:

Progressive	Se	Ar	Momento	Scls	Sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	Wd	Ve	
> 7.	7.	1.	1.	-1343.!	-1.	2.	50.27	4.64	.0001	18.09	0.	SI
7.	7.	1.	1.	-1343.	-1.	2.	50.27	4.64	.0001	18.09	0.	SI
10.	10.	1.	1.	-2592.	-2.	3.8	50.27	4.64	.0001	18.09	0.	SI
78.	78.	1.	2.	-177523.!	-7.5!	135.5!	100.5	4.24	.0039	14.87	.006!	SI
> 78.	0.	1.	2.	-177523.	-7.5!	135.5!	100.5	4.24	.0039	14.87	.006!	SI
154.	76.	1.	1.	664552.!	-39.8!	973.1!	50.27	4.64	.0278	18.09	.05!	SI
231.	153.	1.	1.	-434607.!	-26.	636.4!	50.27	4.64	.0182	18.09	.033!	SI
> 231.	0.	1.	1.	-434607.!	-26.	636.4!	50.27	4.64	.0182	18.09	.033!	SI
255.	24.	1.	1.	77150.!	-4.6!	113.	50.27	4.64	.0032	18.09	.006!	SI
328.	97.	1.	1.	-83091.	-5.	121.7!	50.27	4.64	.0035	18.09	.006!	SI
328.	97.	1.	1.	20600.	-1.2!	30.2!	50.27	4.64	.0009	18.09	.002!	SI
> 328.	0.	1.	1.	-83091.!	-5.	121.7!	50.27	4.64	.0035	18.09	.006!	SI
328.	0.	1.	1.	20600.	-1.2!	30.2!	50.27	4.64	.0009	18.09	.002!	SI
384.	56.	1.	1.	81578.!	-4.9!	119.5!	50.27	4.64	.0034	18.09	.006!	SI
481.	153.	1.	1.	-76933.!	-4.6!	112.7!	50.27	4.64	.0032	18.09	.006!	SI
> 481.	0.	1.	1.	-76933.!	-4.6!	112.7!	50.27	4.64	.0032	18.09	.006!	SI
542.	60.	1.	1.	-19639.!	-1.2!	28.8!	50.27	4.64	.0008	18.09	.001!	SI
578.	97.	1.	1.	-55178.	-3.3!	80.8!	50.27	4.64	.0023	18.09	.004!	SI
> 578.	0.	1.	1.	-55178.!	-3.3!	80.8!	50.27	4.64	.0023	18.09	.004!	SI
654.	76.	1.	1.	52355.!	-3.1!	76.7!	50.27	4.64	.0022	18.09	.004!	SI
731.	153.	1.	1.	-55454.!	-3.3!	81.2!	50.27	4.64	.0023	18.09	.004!	SI
> 731.	0.	1.	1.	-55454.!	-3.3!	81.2!	50.27	4.64	.0023	18.09	.004!	SI
780.	48.	1.	1.	-11119.!	-.7!	16.3!	50.27	4.64	.0005	18.09	.001!	SI
828.	97.	1.	1.	-50964.	-3.1!	74.6!	50.27	4.64	.0021	18.09	.004!	SI
> 828.	0.	1.	1.	-50964.!	-3.1!	74.6!	50.27	4.64	.0021	18.09	.004!	SI
904.	76.	1.	1.	48287.!	-2.9!	70.7!	50.27	4.64	.002	18.09	.004!	SI
981.	153.	1.	1.	-61173.!	-3.7!	89.6!	50.27	4.64	.0026	18.09	.005!	SI
> 981.	0.	1.	1.	-61173.!	-3.7!	89.6!	50.27	4.64	.0026	18.09	.005!	SI
1042.	60.	1.	1.	5586.!	-.3!	8.2!	50.27	4.64	.0002	18.09	0.	SI
1078.	97.	1.	1.	-17217.	-1.	25.2!	50.27	4.64	.0007	18.09	.001!	SI
>1078.	0.	1.	1.	-17217.!	-1.	25.2!	50.27	4.64	.0007	18.09	.001!	SI
1134.	56.	1.	1.	26108.!	-1.6!	38.2!	50.27	4.64	.0011	18.09	.002!	SI
1224.	146.	1.	1.	-150602.!	-9.	220.5!	50.27	4.64	.0063	18.09	.011!	SI
1231.	153.	1.	2.	-177523.!	-7.5!	135.5!	100.5	4.24	.0039	14.87	.006!	SI
>1231.	0.	1.	2.	-177523.!	-7.5!	135.5!	100.5	4.24	.0039	14.87	.006!	SI
1302.	71.	1.	1.	-1343.!	-1.	2.	50.27	4.64	.0001	18.09	0.	SI

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - FREQUENTI:

Progressive	Se	Ar	Momento	Scls	Sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	Wd	Ve	
> 7.	7.	1.	1.	-1343.!	-1.	2.	50.27	4.64	.0001	18.09	0.	SI
7.	7.	1.	1.	-1343.	-1.	2.	50.27	4.64	.0001	18.09	0.	SI
10.	10.	1.	1.	-2592.	-2.	3.8	50.27	4.64	.0001	18.09	0.	SI
78.	78.	1.	2.	-177523.!	-7.5!	135.5!	100.5	4.24	.0039	14.87	.006!	SI
> 78.	0.	1.	2.	-177523.	-7.5!	135.5!	100.5	4.24	.0039	14.87	.006!	SI
154.	76.	1.	1.	501965.!	-30.1!	735.!	50.27	4.64	.021	18.09	.038!	SI
231.	153.	1.	1.	-330258.!	-19.8!	483.6!	50.27	4.64	.0138	18.09	.025!	SI
> 231.	0.	1.	1.	-330258.!	-19.8!	483.6!	50.27	4.64	.0138	18.09	.025!	SI
255.	24.	1.	1.	58608.!	-3.5!	85.8!	50.27	4.64	.0025	18.09	.004!	SI
328.	97.	1.	1.	-77581.	-4.6!	113.6!	50.27	4.64	.0032	18.09	.006!	SI
328.	97.	1.	1.	187.	0.	.3!	50.27	4.64	0.	18.09	0.	SI
> 328.	0.	1.	1.	-77581.!	-4.6!	113.6!	50.27	4.64	.0032	18.09	.006!	SI
328.	0.	1.	1.	187.	0.	.3!	50.27	4.64	0.	18.09	0.	SI
384.	56.	1.	1.	71111.!	-4.3!	104.1!	50.27	4.64	.003	18.09	.005!	SI
481.	153.	1.	1.	-70415.	-4.2!	103.1!	50.27	4.64	.0029	18.09	.005!	SI
> 481.	0.	1.	1.	-70415.!	-4.2!	103.1!	50.27	4.64	.0029	18.09	.005!	SI
542.	60.	1.	1.	-18060.!	-1.1!	26.4!	50.27	4.64	.0008	18.09	.001!	SI
578.	97.	1.	1.	-54799.	-3.3!	80.2!	50.27	4.64	.0023	18.09	.004!	SI
> 578.	0.	1.	1.	-54799.!	-3.3!	80.2!	50.27	4.64	.0023	18.09	.004!	SI
654.	76.	1.	1.	51878.!	-3.1!	76.	50.27	4.64	.0022	18.09	.004!	SI
731.	153.	1.	1.	-55007.!	-3.3!	80.5!	50.27	4.64	.0023	18.09	.004!	SI
> 731.	0.	1.	1.	-55007.!	-3.3!	80.5!	50.27	4.64	.0023	18.09	.004!	SI
780.	48.	1.	1.	-10943.!	-.7!	16.	50.27	4.64	.0005	18.09	.001!	SI
828.	97.	1.	1.	-50938.	-3.	74.6!	50.27	4.64	.0021	18.09	.004!	SI
> 828.	0.	1.	1.	-50938.!	-3.	74.6!	50.27	4.64	.0021	18.09	.004!	SI
904.	76.	1.	1.	48254.!	-2.9!	70.7!	50.27	4.64	.002	18.09	.004!	SI
981.	153.	1.	1.	-61142.!	-3.7!	89.5!	50.27	4.64	.0026	18.09	.005!	SI
> 981.	0.	1.	1.	-61142.!	-3.7!	89.5!	50.27	4.64	.0026	18.09	.005!	SI
1042.	60.	1.	1.	5584.!	-.3!	8.2!	50.27	4.64	.0002	18.09	0.	SI
1078.	97.	1.	1.	-17215.	-1.	25.2!	50.27	4.64	.0007	18.09	.001!	SI
>1078.	0.	1.	1.	-17215.!	-1.	25.2!	50.27	4.64	.0007	18.09	.001!	SI

1134.	56.	1.	1.	26105.!	-1.6	38.2	50.27	4.64	.0011	18.09	.002	SI
1224.	146.	1.	1.	-150602.	-9.!	220.5	50.27	4.64	.0063	18.09	.011	SI
1231.	153.	1.	2.	-177523.!	-7.5	135.5	100.5	4.24	.0039	14.87	.006	SI
>1231.	0.	1.	2.	-177523.!	-7.5	135.5	100.5	4.24	.0039	14.87	.006	SI
1302.	71.	1.	1.	-1343.!	-1	2.	50.27	4.64	.0001	18.09	0.	SI

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - QUASI PERMANENTI:

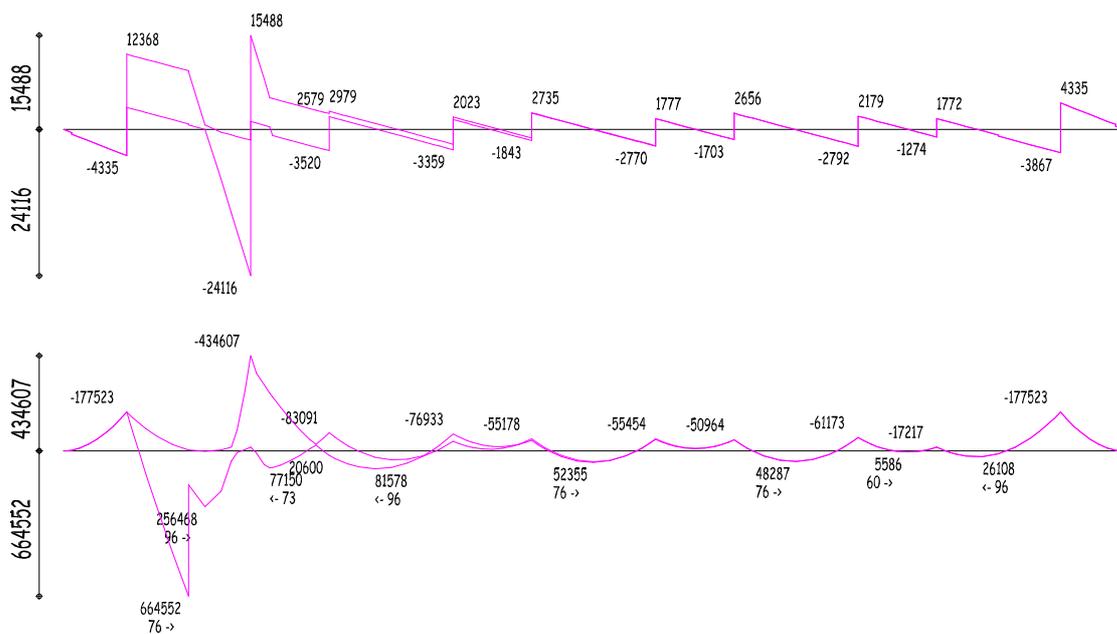
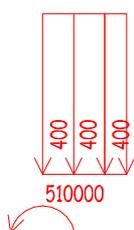
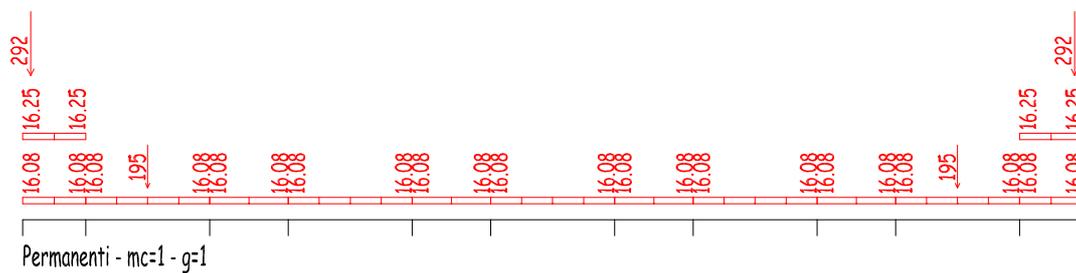
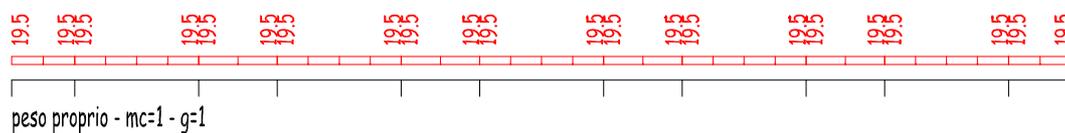
Progressive	Se	Ar	Momento	Scls	Sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	Wd	Ve	
> 7.	7.	1.	1.	-1343.!	-1	2.	50.27	4.64	.0001	18.09	0.	SI
7.	7.	1.	1.	-1343.	-1	2.	50.27	4.64	.0001	18.09	0.	SI
10.	10.	1.	1.	-2591.	-2	3.8	50.27	4.64	.0001	18.09	0.	SI
78.	78.	1.	2.	-177523.!	-7.5	135.5	100.5	4.24	.0039	14.87	.006	SI
> 78.	0.	1.	2.	-177523.!	-7.5	135.5	100.5	4.24	.0039	14.87	.006	SI
85.	7.	1.	1.	-150602.	-9.!	220.5	50.27	4.64	.0063	18.09	.011	SI
174.	96.	1.	1.	26093.!	-1.6	38.2	50.27	4.64	.0011	18.09	.002	SI
231.	153.	1.	1.	-17210.	-1.	25.2	50.27	4.64	.0007	18.09	.001	SI
> 231.	0.	1.	1.	-17210.	-1.	25.2	50.27	4.64	.0007	18.09	.001	SI
268.	36.	1.	1.	5578.!	-3	8.2	50.27	4.64	.0002	18.09	0.	SI
328.	97.	1.	1.	-61051.!	-3.7	89.4	50.27	4.64	.0026	18.09	.005	SI
> 328.	0.	1.	1.	-61051.!	-3.7	89.4	50.27	4.64	.0026	18.09	.005	SI
404.	76.	1.	1.	48156.!	-2.9	70.5	50.27	4.64	.002	18.09	.004	SI
481.	153.	1.	1.	-50860.	-3.	74.5	50.27	4.64	.0021	18.09	.004	SI
> 481.	0.	1.	1.	-50860.	-3.	74.5	50.27	4.64	.0021	18.09	.004	SI
530.	48.	1.	1.	-10416.!	-6	15.3	50.27	4.64	.0004	18.09	.001	SI
578.	97.	1.	1.	-53664.!	-3.2	78.6	50.27	4.64	.0022	18.09	.004	SI
> 578.	0.	1.	1.	-53664.!	-3.2	78.6	50.27	4.64	.0022	18.09	.004	SI
654.	76.	1.	1.	50447.!	-3.	73.9	50.27	4.64	.0021	18.09	.004	SI
731.	153.	1.	1.	-53664.!	-3.2	78.6	50.27	4.64	.0022	18.09	.004	SI
> 731.	0.	1.	1.	-53664.!	-3.2	78.6	50.27	4.64	.0022	18.09	.004	SI
780.	48.	1.	1.	-10416.!	-6	15.3	50.27	4.64	.0004	18.09	.001	SI
828.	97.	1.	1.	-50860.	-3.	74.5	50.27	4.64	.0021	18.09	.004	SI
> 828.	0.	1.	1.	-50860.	-3.	74.5	50.27	4.64	.0021	18.09	.004	SI
904.	76.	1.	1.	48156.!	-2.9	70.5	50.27	4.64	.002	18.09	.004	SI
981.	153.	1.	1.	-61051.!	-3.7	89.4	50.27	4.64	.0026	18.09	.005	SI
> 981.	0.	1.	1.	-61051.!	-3.7	89.4	50.27	4.64	.0026	18.09	.005	SI
1042.	60.	1.	1.	5578.!	-3	8.2	50.27	4.64	.0002	18.09	0.	SI
1078.	97.	1.	1.	-17210.	-1.	25.2	50.27	4.64	.0007	18.09	.001	SI
>1078.	0.	1.	1.	-17210.	-1.	25.2	50.27	4.64	.0007	18.09	.001	SI
1134.	56.	1.	1.	26093.!	-1.6	38.2	50.27	4.64	.0011	18.09	.002	SI
1224.	146.	1.	1.	-150602.	-9.!	220.5	50.27	4.64	.0063	18.09	.011	SI
1231.	153.	1.	2.	-177523.!	-7.5	135.5	100.5	4.24	.0039	14.87	.006	SI
>1231.	0.	1.	2.	-177523.!	-7.5	135.5	100.5	4.24	.0039	14.87	.006	SI
1302.	71.	1.	1.	-1343.!	-1	2.	50.27	4.64	.0001	18.09	0.	SI

ARMATURE LONGITUDINALI (%=100*Af/Acls - Acls=area intera sezione)

Nro	Totale	%	Super.	%	Barre	Infer.	%	Barre
1	100.5	1.547	50.27	.773	16d20	50.27	.773	16d20
2	201.1	3.093	100.5	1.547	16d20 +16d20	100.5	1.547	16d20 +16d20

TRAVATA T001

Unita' di misura: cm; daN; daN/cm; daNcm; daN/cm2.



7.5.9 Verifica della soletta a sbalzo di testata per urto del veicolo in svio [q₈]

Si considera il carico q₈ (§5.1.3.10 e §3.6.3.3.2 NTC08) pari a 100 kN orizzontale applicato sulla barriera tipo "H4-bordo ponte per manufatto W4" ad un'altezza h = 55 cm dal piano della pavimentazione stradale, applicata su una linea lunga 50 cm.

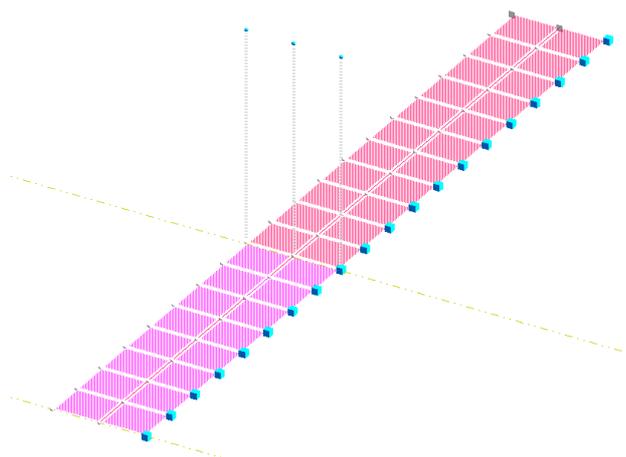
Si analizza la barriera disposta sul lato esterno del ponte di tipo H4, i cui montanti sono disposti ad interasse i = 150 cm, ipotizzando che l'azione di svio del veicolo si distribuisca su minimo n°2 montanti della barriera stessa.

Pertanto, nella situazione più gravosa in vicinanza della Spalla 2 in cui la pavimentazione stradale media è pari a 37 cm:

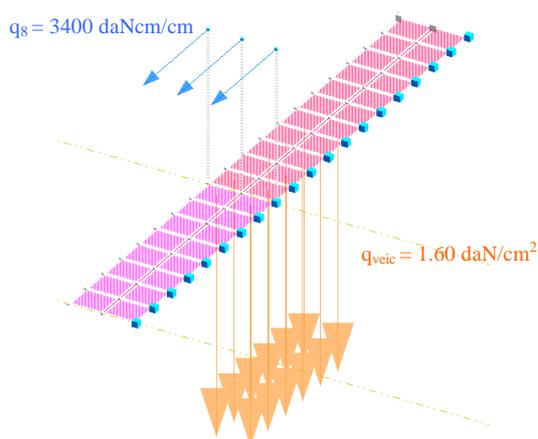
$$M = 10000 \text{ daN} \times (55 + 37 + 20/2) = 1020000 \text{ daNcm} / i=300 \text{ cm} = 3400 \text{ daNcm} / \text{cm}$$

Si modella la porzione di soletta a sbalzo nella zona retro-trave: in colore rosso nella figura che segue sono visibili i gusci sp=20cm entro la carreggiata stradale; in colore magenta i gusci sp=20cm corrispondenti all'ingombro del marciapiede.

La porzione di soletta è stata considerata incastrata in corrispondenza del filo dello sbalzo sul trasverso (vincoli ad incastro rappresentati in colore blu).



In figura sono riportati i carichi veicolari nel caso di veicolo con urto in svio sulla barriera: q₈ + schema carico 2 (200 kN su impronta 35x60cm applicati su piano stradale e poi distribuiti in asse soletta nella posizione più gravosa, a ridosso della barriera H4 bordo ponte, ottenendo un carico unif. distribuito pari a q_{veic}=1.6 daN/cm²).



In accordo con la specifica "RFI DTC INC PO SP IFS 002 A" del 21/12/2011 p.to 2.7.6 ("solette e sbalzi") i valori veicolari sono stati maggiorati considerando un coeff. dinamico pari a $q_2 = 1.50$.

Si riassumono nel seguito gli ulteriori carichi applicati:

p.p. soletta = 500 daN/m^2

g_k pavimentaz. = 814 daN/m^2

barriera H4 bordo ponte = 60 daN/ml

barriera di bordo antirumore = 90 daN/ml

carico veicolare (schema 2) distribuito in asse soletta, in adiacenza della barriera H4 bordo ponte nella situazione più gravosa : $q_{veic} = 1.6 \text{ daN/cm}^2$

Si riporta di seguito il tabulato di verifica della soletta ove sono riportate evidenziate le verifiche tensionali sui gusci:

MACROGUSCIO soletta_retrotrave

VERIFICA ARMATURE EFFETTIVE (EFFETTO MEMBRANA + PIASTRA)

CASI DI CARICO:

Nome	Descrizione
24	slu veicoli in svio

DATI:

tensione di snervamento acciaio (f_{yk}):	4500	daN/cm ²
coefficiente sicurezza acciaio	: 1.15	
deformazione ultima acciaio	: 67.5	per mille
deformazione ultima cls	: 3.5	per mille
rapporto rottura/snervamento (k):	1.15	
resistenza cilindrica cls (f_{ck}):	290.5	daN/cm ²
coefficiente sicurezza cls	: 1.5	
coefficiente riduttivo (alfa):	0.85	
copriferro inferiore (asse armatura):	4	cm
copriferro superiore (asse armatura):	4	cm
moltiplicatore sollecitazioni	: 1	

LEGENDA:

spess = spessore guscio. Verifica effettuata su sezione BxH, con B=1 cm e H="spess" cm
 Af = area disposta al lembo teso, in cm² al metro
 Afc = area disposta al lembo compresso, in cm² al metro
 Mom = momento flettente [daNcm/cm]
 Nor = sforzo normale [daN]
 epsC = deformazione cls [per mille]
 epsF = deformazione acciaio [per mille]

L'armatura è sufficiente se le deformazioni dei materiali sono ovunque minori delle corrispondenti deformazioni ultime.

GUSCI	spess	INFERIORE ORIZZONTALE						INFERIORE VERTICALE					
		Af	Afc	Mom	Nor	epsC	epsF	Af	Afc	Mom	Nor	epsC	epsF
2766	20	16.53	16.53	0.	0.	0.00	0.00	24.13	37.70	0.	0.	0.00	0.00
2767	20	16.53	16.53	0.	1.	0.00	0.00	24.13	37.70	0.	0.	0.00	0.00
2794	20	16.53	16.53	0.	0.	0.00	0.00	24.13	37.70	0.	0.	0.00	0.00
2795	20	16.53	16.53	0.	0.	0.00	0.00	24.13	37.70	0.	1.	0.00	0.00
2796	20	16.53	16.53	0.	0.	0.00	0.00	24.13	37.70	0.	1.	0.00	0.00
2797	20	16.53	16.53	0.	0.	0.00	0.00	24.13	37.70	0.	1.	0.00	0.00
2798	20	16.53	16.53	157.	0.	0.03	0.03	24.13	37.70	0.	2.	0.00	0.00
2799	20	16.53	16.53	124.	4.	0.01	0.03	24.13	37.70	330.	-3.	0.04	0.05
2800	20	16.53	16.53	74.	6.	0.00	0.02	24.13	37.70	2706.	-6.	0.32	0.41
2801	20	16.53	16.53	58.	6.	0.00	0.02	24.13	37.70	0.	39.	0.00	0.04
2802	20	16.53	16.53	49.	7.	0.00	0.02	24.13	37.70	0.	26.	0.00	0.03
2803	20	16.53	16.53	0.	7.	0.00	0.01	24.13	37.70	0.	5.	0.00	0.01
2804	20	16.53	16.53	0.	1.	0.00	0.00	24.13	37.70	0.	0.	0.00	0.00
2805	20	16.53	16.53	0.	2.	0.00	0.00	24.13	37.70	0.	1.	0.00	0.00
2806	20	16.53	16.53	0.	3.	0.00	0.00	24.13	37.70	0.	1.	0.00	0.00
2807	20	16.53	16.53	0.	4.	0.00	0.01	24.13	37.70	0.	1.	0.00	0.00
2808	20	16.53	16.53	0.	7.	0.00	0.01	24.13	37.70	0.	2.	0.00	0.00
2809	20	16.53	16.53	0.	12.	0.00	0.02	24.13	37.70	330.	-3.	0.04	0.05
2810	20	16.53	16.53	0.	15.	0.00	0.02	24.13	37.70	2706.	-6.	0.32	0.41
2811	20	16.53	16.53	0.	16.	0.00	0.02	24.13	37.70	0.	39.	0.00	0.04
2812	20	16.53	16.53	0.	17.	0.00	0.02	24.13	37.70	0.	26.	0.00	0.03
2813	20	16.53	16.53	0.	15.	0.00	0.02	24.13	37.70	0.	5.	0.00	0.01
2834	20	16.53	16.53	0.	4.	0.00	0.01	24.13	37.70	0.	5.	0.00	0.00
2835	20	16.53	16.53	0.	2.	0.00	0.00	24.13	37.70	0.	2.	0.00	0.00
2836	20	16.53	16.53	0.	1.	0.00	0.00	24.13	37.70	0.	1.	0.00	0.00
2837	20	16.53	16.53	0.	12.	0.00	0.02	24.13	37.70	0.	5.	0.00	0.00
2838	20	16.53	16.53	0.	8.	0.00	0.01	24.13	37.70	0.	2.	0.00	0.00
2839	20	16.53	16.53	0.	5.	0.00	0.01	24.13	37.70	0.	1.	0.00	0.00
2846	20	16.53	16.53	6.	0.	0.00	0.00	24.13	37.70	0.	1.	0.00	0.00
2847	20	16.53	16.53	13.	0.	0.00	0.00	24.13	37.70	5.	0.	0.00	0.00
2848	20	16.53	16.53	17.	0.	0.00	0.00	24.13	37.70	22.	0.	0.00	0.00
2849	20	16.53	16.53	21.	0.	0.00	0.00	24.13	37.70	32.	0.	0.00	0.00
2850	20	16.53	16.53	24.	0.	0.00	0.01	24.13	37.70	2.	0.	0.00	0.00
2851	20	16.53	16.53	0.	3.	0.00	0.00	24.13	37.70	0.	1.	0.00	0.00
2852	20	16.53	16.53	0.	2.	0.00	0.00	24.13	37.70	5.	0.	0.00	0.00
2853	20	16.53	16.53	0.	1.	0.00	0.00	24.13	37.70	22.	0.	0.00	0.00
2854	20	16.53	16.53	0.	1.	0.00	0.00	24.13	37.70	32.	0.	0.00	0.00
2855	20	16.53	16.53	0.	0.	0.00	0.00	24.13	37.70	2.	0.	0.00	0.00

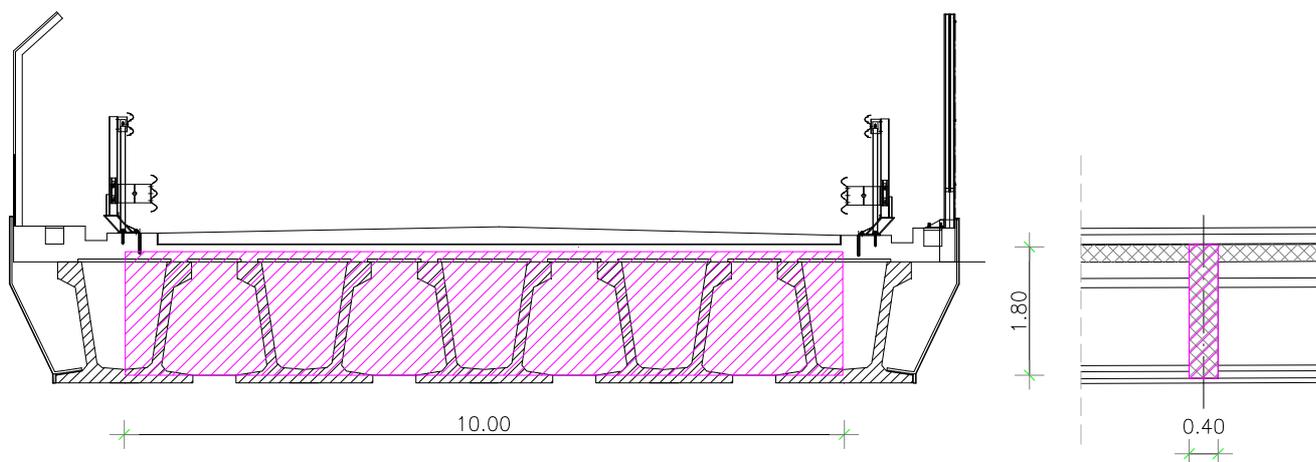
GUSCI	spess	SUPERIORE ORIZZONTALE						SUPERIORE VERTICALE					
		Af	Afc	Mom	Nor	epsC	epsF	Af	Afc	Mom	Nor	epsC	epsF
2766	20	16.53	16.53	13.	0.	0.01	0.01	37.70	24.13	13.	0.	0.00	0.00
2767	20	16.53	16.53	85.	1.	0.02	0.03	37.70	24.13	13.	0.	0.00	0.00
2794	20	16.53	16.53	13.	0.	0.01	0.01	37.70	24.13	12.	0.	0.00	0.00
2795	20	16.53	16.53	13.	0.	0.01	0.01	37.70	24.13	12.	0.	0.00	0.00
2796	20	16.53	16.53	12.	0.	0.01	0.01	37.70	24.13	12.	0.	0.00	0.00
2797	20	16.53	16.53	12.	0.	0.01	0.01	37.70	24.13	12.	-1.	0.00	0.00
2798	20	16.53	16.53	0.	0.	0.01	0.02	37.70	24.13	12.	2.	0.00	0.00
2799	20	16.53	16.53	211.	4.	0.04	0.07	37.70	24.13	0.	-2.	0.00	0.00
2800	20	16.53	16.53	212.	6.	0.04	0.07	37.70	24.13	0.	-7.	0.00	0.00
2801	20	16.53	16.53	212.	6.	0.04	0.07	37.70	24.13	1919.	37.	0.28	0.29
2802	20	16.53	16.53	212.	7.	0.04	0.07	37.70	24.13	189.	25.	0.01	0.05
2803	20	16.53	16.53	239.	5.	0.04	0.07	37.70	24.13	12.	2.	0.00	0.00
2804	20	16.53	16.53	85.	1.	0.02	0.03	37.70	24.13	12.	0.	0.00	0.00
2805	20	16.53	16.53	205.	2.	0.04	0.06	37.70	24.13	12.	0.	0.00	0.00
2806	20	16.53	16.53	411.	3.	0.09	0.13	37.70	24.13	12.	0.	0.00	0.00
2807	20	16.53	16.53	638.	4.	0.15	0.21	37.70	24.13	12.	-1.	0.00	0.00
2808	20	16.53	16.53	688.	5.	0.20	0.28	37.70	24.13	12.	2.	0.00	0.00
2809	20	16.53	16.53	774.	9.	0.20	0.31	37.70	24.13	0.	-2.	0.00	0.00
2810	20	16.53	16.53	764.	12.	0.20	0.31	37.70	24.13	0.	-7.	0.00	0.00
2811	20	16.53	16.53	615.	13.	0.19	0.30	37.70	24.13	1919.	37.	0.28	0.29
2812	20	16.53	16.53	575.	13.	0.17	0.28	37.70	24.13	189.	25.	0.01	0.05
2813	20	16.53	16.53	525.	14.	0.13	0.22	37.70	24.13	12.	2.	0.00	0.00
2834	20	16.53	16.53	14.	3.	0.00	0.02	37.70	24.13	0.	5.	0.00	0.00
2835	20	16.53	16.53	16.	1.	0.00	0.01	37.70	24.13	0.	1.	0.00	0.00
2836	20	16.53	16.53	18.	1.	0.00	0.01	37.70	24.13	13.	1.	0.00	0.00
2837	20	16.53	16.53	337.	10.	0.13	0.21	37.70	24.13	0.	5.	0.00	0.00
2838	20	16.53	16.53	233.	6.	0.12	0.18	37.70	24.13	0.	1.	0.00	0.00
2839	20	16.53	16.53	200.	4.	0.10	0.15	37.70	24.13	13.	1.	0.00	0.00
2846	20	16.53	16.53	22.	0.	0.01	0.01	37.70	24.13	13.	1.	0.00	0.00
2847	20	16.53	16.53	28.	0.	0.01	0.01	37.70	24.13	14.	1.	0.00	0.00
2848	20	16.53	16.53	34.	0.	0.01	0.01	37.70	24.13	18.	0.	0.00	0.00
2849	20	16.53	16.53	37.	0.	0.01	0.01	37.70	24.13	29.	0.	0.00	0.00
2850	20	16.53	16.53	41.	0.	0.01	0.01	37.70	24.13	57.	0.	0.01	0.01
2851	20	16.53	16.53	149.	2.	0.07	0.10	37.70	24.13	13.	1.	0.00	0.00
2852	20	16.53	16.53	93.	1.	0.04	0.05	37.70	24.13	14.	1.	0.00	0.00
2853	20	16.53	16.53	60.	1.	0.01	0.02	37.70	24.13	18.	0.	0.00	0.00
2854	20	16.53	16.53	55.	1.	0.01	0.02	37.70	24.13	29.	0.	0.00	0.00
2855	20	16.53	16.53	50.	0.	0.01	0.02	37.70	24.13	57.	0.	0.01	0.01

L'ARMATURA È OVUNQUE > DELLA QUANTITÀ RICHIESTA: IL PUNTO 2.3 DELLE NTC È VERIFICATO (Rd > Ed)

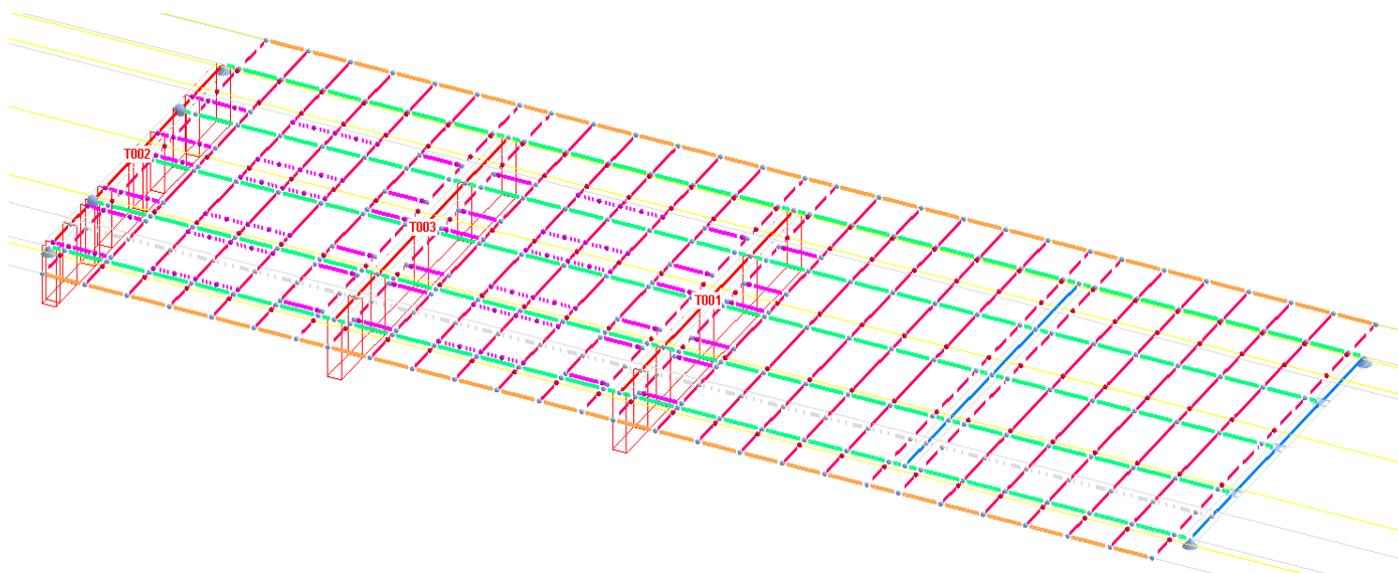
7.6 TRAVERSO

Per il calcolo dei traversi dell'impalcato si è considerato uno schema di trave continua derivante dal modello di calcolo a graticcio (cfr. §7.3).

La sezione resistente del traverso dovrebbe tener conto anche della soletta per una larghezza collaborante pari a 10 volte lo spessore, ma a favore di sicurezza si considera la sezione del solo traverso: 40x180cm



Si evidenziano in figura i traversi considerati nei calcoli (nel seguito saranno trattati i più critici: quello corrispondente alla mezzeria - T001 - e quello corrispondente all'appoggio - T002).



Le sollecitazioni derivano dalla modellazione a graticcio precedentemente trattata alla

quale sono state aggiunte altre disposizioni dei carichi mobili per valutare la massimizzazione dei carichi sui traversi.

Per chiarezza si riportano nel seguito le quattro principali (e più gravose) disposizioni dei carichi trattate con relative condizioni e combinazioni di carico. (per l'analisi dei carichi si rimanda al §7.1).

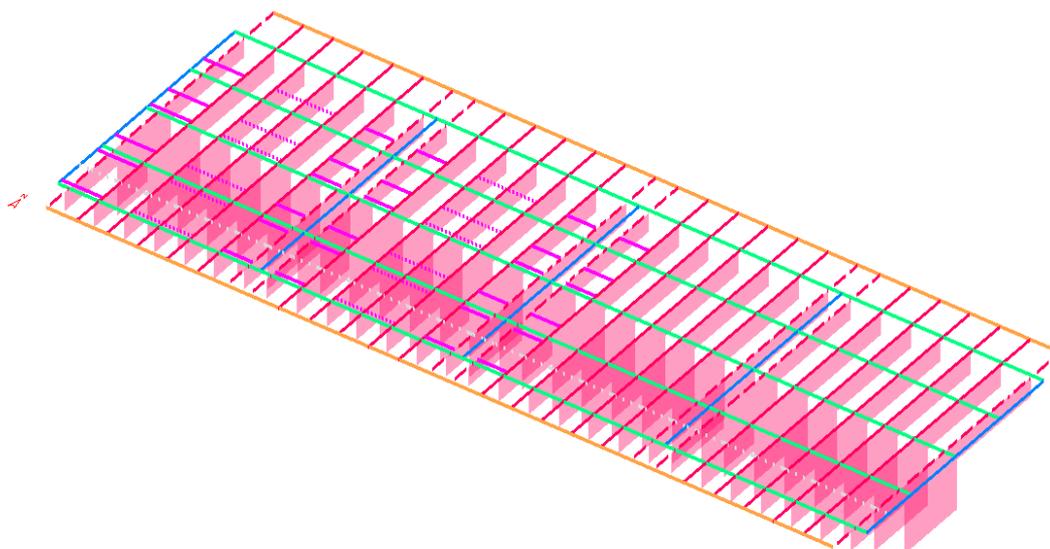


Figura 7-19: condizione di carico "qik_max_centr"
($q_k=9 \text{ kN/m}^2$ su corsia centrale e $q_k=2.5 \text{ kN/m}^2$ su corsie laterali)

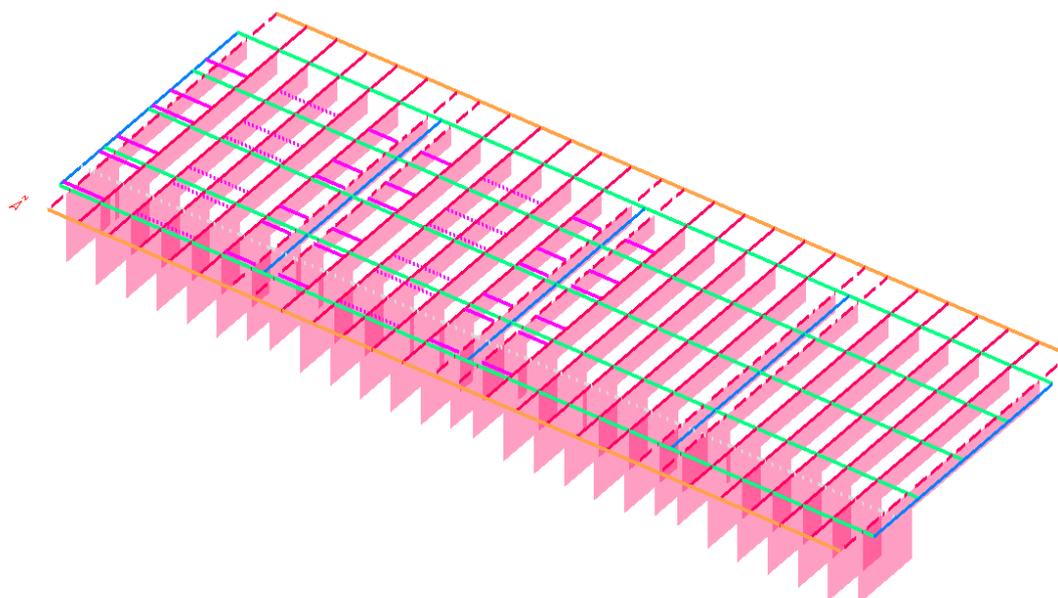


Figura 7-20: condizione di carico "qik_max_lat"
($q_k=9 \text{ kN/m}^2$ su corsia laterale e $q_k=2.5 \text{ kN/m}^2$ su corsia centrale e laterale opposta)

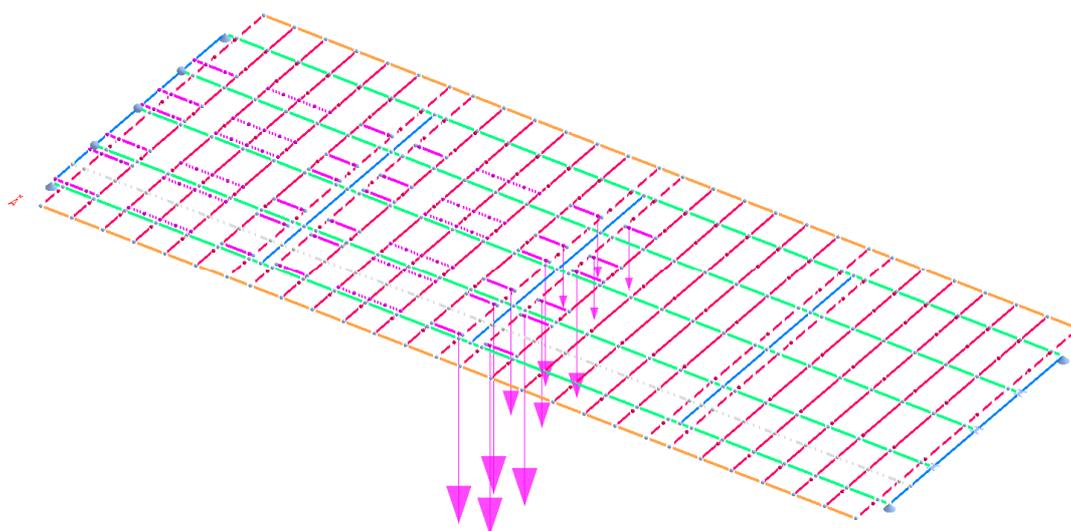


Figura 7-21: condizione di carico tandem "Qik POS 1"

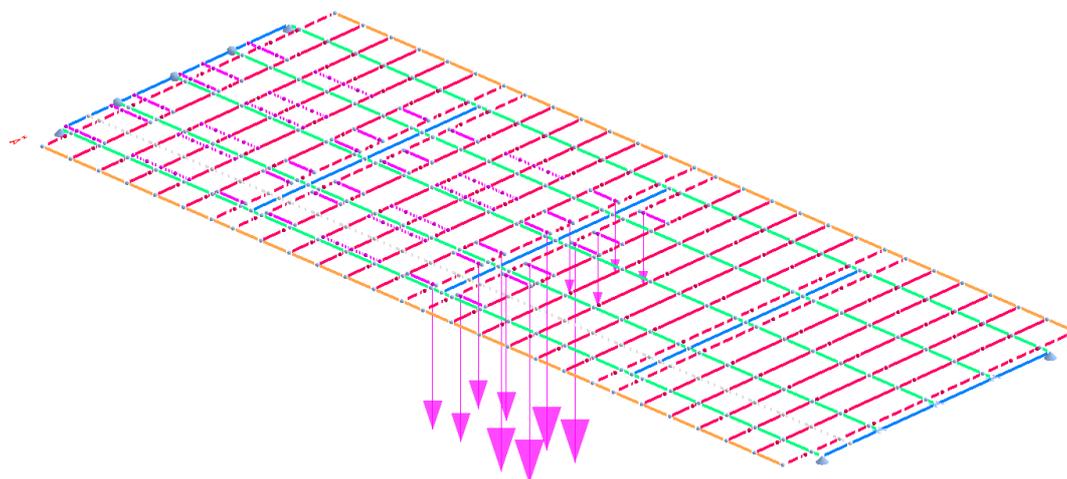


Figura 7-22: condizione di carico tandem "Qik POS 2"

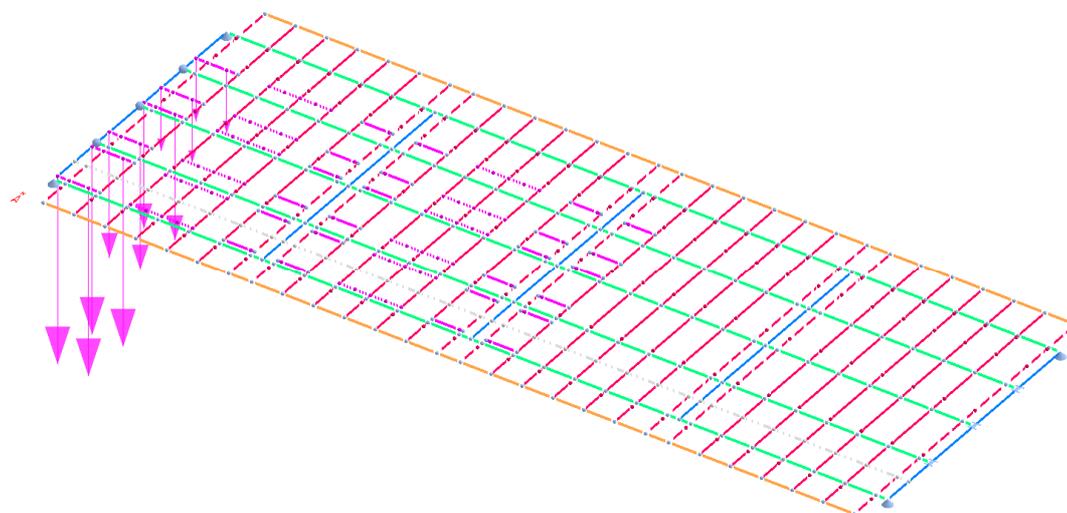


Figura 7-23: condizione di carico tandem "Qik POS 3"

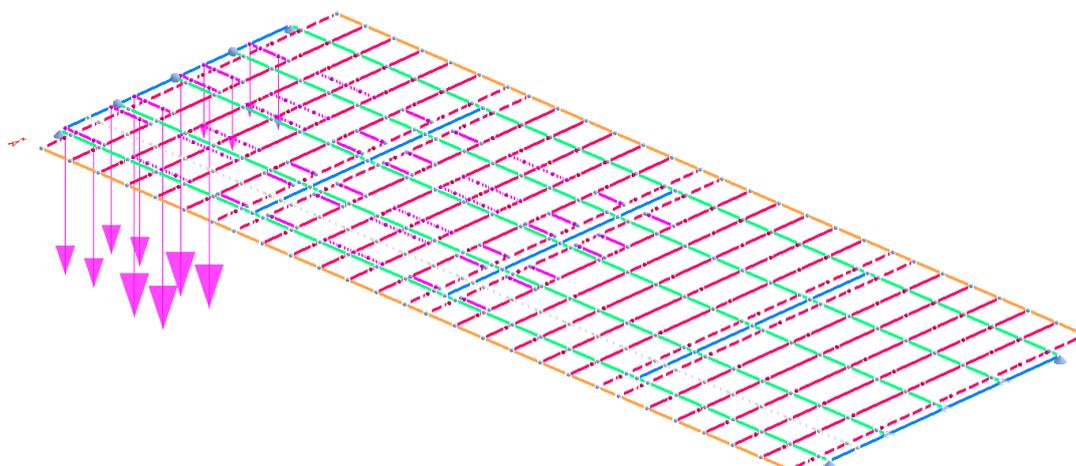


Figura 7-24: condizione di carico tandem "Qik POS 4"

7.6.1 Condizioni di Carico

- 001) Peso_proprio
- 002) Permanente
- 003) qik_POS_1
- 004) qik_max_lat
- 005) folla_marciapiede
- 006) DT (termic)
- 007) qik_max_centra
- 008) neve
- 009) vento Y
- 010) qik_POS_2
- 011) qik_POS_4
- 012) qik_POS_3
- 013) folla_marciapiede_2

7.6.2 Combinazioni di Carico

NOME	DESCRIZIONE	VERIFICA	TIPO	CONDIZ. INSERITE			CASI INSERITI	
				Num.	Coeff.	Segno	Num.	Coeff.
1	SLU STR pos1	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.350	+		
				3	1.350	+		
				4	1.350	+		
				5	1.500	+		
				6	0.720	±		
				9	0.600	±		
				13	1.500	+		
2	SLU STR pos1	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.350	+		
				6	0.720	±		

				3	1.350	+		
				4	1.350	+		
				5	1.500	+		
				13	1.500	+		
3	SLU STR pos2	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.350	+		
				10	1.350	+		
				7	1.350	±		
4	SLU STR pos2	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.350	+		
				10	1.350	+		
				7	1.350	±		
				5	1.500	+		
				6	0.720	±		
				13	1.500	+		
5	SLU STR pos3	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.350	+		
				12	1.350	±		
				4	1.350	±		
				5	1.500	±		
				13	1.500	+		
6	SLU STR pos3	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.350	+		
				12	1.350	±		
				4	1.350	±		
				5	1.500	±		
				6	0.720	±		
				13	1.500	+		
7	SLE RARA pos1	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	1.000	+		
				5	1.000	+		
				6	0.600	±		
				13	1.000	+		
8	SLE RARA pos2	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				10	1.000	+		
				7	1.000	+		
				6	0.600	±		
9	SLE RARA pos3	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				12	1.000	+		
				4	1.000	+		
				5	1.000	+		
				6	0.600	±		
				13	1.000	+		
10	SLE RARA pos4	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				11	1.000	+		
				7	1.000	+		
				6	0.600	±		
11	SLE FREQ pos1	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	0.750	+		
				4	0.400	+		
				5	0.750	+		
				6	0.500	±		
				13	0.750	+		
12	SLE FREQ pos2	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				10	0.750	+		
				7	0.400	+		
				6	0.500	±		
13	SLE FREQ pos3	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				12	0.750	+		
				4	0.400	+		
				5	0.750	+		
				6	0.500	±		
				13	0.750	+		
14	SLE FREQ pos4	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				11	0.750	+		
				7	0.400	+		
				6	0.500	±		
15	SLE Q PERM	QuasiPerm.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		

16	SLU STR pos4	S.L.U.	somma	1	1.300	+	
				2	1.350	+	
				7	1.350	±	
				11	1.350	+	

7.6.3 Verifica Traverso centrale (mezzeria)

VERIFICA TRAVATA IN CEMENTO ARMATO

Nome travata : 1 - Travata T001 (trave)
 Metodo di verifica : stati limite (NTC08).
 Duttilita' : bassa con gerarchia.
 Unità di misura : cm; daN; daN/cm; daNcm; daN/cm²; deform. %.
 Unità particolari : fessure [wk]:mm - ferri:mm e cm² - sezioni:cm e derivate.
 Copriferrì (assi) : longitudinali= 5 ; staffe= 4

MATERIALI

CLS : Rck =350. ; fck=290.5; fctk= 19.8; fctm= 28.3; Ec= 325881. ;
 gc =1.5 ; fcd=164.6; fbd= 29.8; fctd= 13.2; Ecud=.35%
 ACCIAIO : B450C; ftk=5175. ; fyk=4500. ; Es=2100000. ;
 gs =1.15; fyd=3913. ; ftd(k*fyd)=4500. ; fud=4439.8; Eud=6.75%

TENSIONI E FESSURE MASSIME IN ESERCIZIO

GRUPPO : aggressivo.
 CLS : ScIs(rara)=174.3; ScIs(quasi permanente)=130.7; fbd(esercizio)= 29.8
 ACCIAIO : Sacc(rara)=3600.; Coeff.omegin.= 15
 FESSURE : wdmax(fre.)=.3 ; wdmax(q.p.)=.2 [4.1.2.2.4.5];
 kt=.4 [EN 1992-1 7.3.4].

SEZIONI UTILIZZATE

1) Rettangolare: 40x180; A=7200.; Jg=19440000.; E=325881.1

DESCRIZIONE CAMPATE

Cam.	Descriz.	S.ini	Sez.	S.fin	Incl.	L.assi	L.net.	lambda	K	r.Ar.	lam.max
1	A17	1	1	1	0	1000.	1000.	5.556	1.	3.738	93.683

CASI DI CARICO DA MODELLO 3D

Nome	Descrizione	Sest
1.	SLU STR pos1	4.
2.	SLU STR pos1	2.
3.	SLU STR pos2	2.
4.	SLU STR pos2	4.
5.	SLU STR pos3	8.
6.	SLU STR pos3	16
16.	SLU STR pos4	2.
17.	SLU STR pos4	4.

RARE			FREQUENTI			QUASI PERMANENTI		
Nome	Descrizione	Sest	Nome	Descrizione	Sest	Nome	Descrizione	Sest
7.	SLE RARA pos1	2.	11.	SLE FREQ pos1	2.	15.	SLE Q PERM	1.
8.	SLE RARA pos2	2.	12.	SLE FREQ pos2	2.			
9.	SLE RARA pos3	2.	13.	SLE FREQ pos3	2.			
10.	SLE RARA pos4	2.	14.	SLE FREQ pos4	2.			

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

FLESSIONE:

Progressive	SE	Ar	Msd	Epsc	Epsac	Mrd	Epsc	Epsac	Cam	x/d	Mr/Ms	VE
> 35.	35.	1.	-1876827.	-.01	.04	-9986744.	-.35	3.331	3.	.095	5.321	SI
35.	35.	1.	1101627.	-.006	.026	9297148.	-.309	6.75	2.	.044	8.439	SI
70.	70.	1.	-1876827.	-.01	.04	-9986744.	-.35	3.331	3.	.095	5.321	SI
70.	70.	1.	1200714.	-.007	.028	9297148.	-.309	6.75	2.	.044	7.743	SI
70.	70.	1.	-1876827.	-.01	.04	-9986744.	-.35	3.331	3.	.095	5.321	SI
70.	70.	1.	1200714.	-.007	.028	9297148.	-.309	6.75	2.	.044	7.743	SI
100.	100.	1.	-1942089.	-.01	.042	-9986744.	-.35	3.331	3.	.095	5.142	SI
100.	100.	1.	1382157.	-.008	.033	9297148.	-.309	6.75	2.	.044	6.727	SI
130.	130.	1.	-2147092.	-.011	.046	-9986744.	-.35	3.331	3.	.095	4.651	SI
130.	130.	1.	1622291.	-.009	.038	9297148.	-.309	6.75	2.	.044	5.731	SI
160.	160.	1.	-2934220.	-.015	.063	-9986744.	-.35	3.331	3.	.095	3.404	SI
160.	160.	1.	2219272.	-.012	.052	9297148.	-.309	6.75	2.	.044	4.189	SI
160.	160.	1.	-2934220.	-.015	.063	-9986744.	-.35	3.331	3.	.095	3.404	SI
160.	160.	1.	2219272.	-.012	.052	9297148.	-.309	6.75	2.	.044	4.189	SI
205.	205.	1.	-3202070.	-.017	.069	-9986744.	-.35	3.331	3.	.095	3.119	SI
205.	205.	1.	2479455.	-.014	.058	9297148.	-.309	6.75	2.	.044	3.75	SI
251.	251.	1.	-3247582.	-.017	.07	-9986744.	-.35	3.331	3.	.095	3.075	SI
251.	251.	1.	2481538.	-.014	.058	9297148.	-.309	6.75	2.	.044	3.747	SI
296.	296.	1.	-3185841.	-.017	.069	-9986744.	-.35	3.331	3.	.095	3.135	SI
296.	296.	1.	2487486.	-.014	.059	9297148.	-.309	6.75	2.	.044	3.738	SI
341.	341.	1.	-3232448.	-.017	.07	-9986744.	-.35	3.331	3.	.095	3.09	SI
341.	341.	1.	2479417.	-.014	.058	9297148.	-.309	6.75	2.	.044	3.75	SI
387.	387.	1.	-3328305.	-.017	.072	-9986744.	-.35	3.331	3.	.095	3.001	SI
387.	387.	1.	2485365.	-.014	.059	9297148.	-.309	6.75	2.	.044	3.741	SI
432.	432.	1.	-3617033.	-.019	.078	-9986744.	-.35	3.331	3.	.095	2.761	SI
432.	432.	1.	2465150.	-.014	.058	9297148.	-.309	6.75	2.	.044	3.771	SI
477.	477.	1.	-3404691.	-.018	.073	-9986744.	-.35	3.331	3.	.095	2.933	SI
477.	477.	1.	2400312.	-.013	.057	9297148.	-.309	6.75	2.	.044	3.873	SI
523.	523.	1.	-3709920.	-.019	.08	-9986744.	-.35	3.331	3.	.095	2.692	SI

523.	523.	1.	1.	2294228.	-.013	.054	9297148.	-.309	6.75	2.	.044	4.052	SI	10
568.	568.	1.	1.	-3449445.	-.018	.074	-9986744.	-.35	3.331	3.	.095	2.895	SI	11
568.	568.	1.	1.	2188908.	-.012	.052	9297148.	-.309	6.75	2.	.044	4.247	SI	10
613.	613.	1.	1.	-3601073.	-.019	.078	-9986744.	-.35	3.331	3.	.095	2.773	SI	11
613.	613.	1.	1.	2049267.	-.011	.048	9297148.	-.309	6.75	2.	.044	4.537	SI	10
659.	659.	1.	1.	-3198614.	-.017	.069	-9986744.	-.35	3.331	3.	.095	3.122	SI	11
659.	659.	1.	1.	1539548.	-.009	.036	9297148.	-.309	6.75	2.	.044	6.039	SI	10
704.	704.	1.	1.	-2839302.	-.015	.061	-9986744.	-.35	3.331	3.	.095	3.517	SI	11
704.	704.	1.	1.	986682.	-.005	.023	9297148.	-.309	6.75	2.	.044	9.423	SI	10
749.	749.	1.	1.	-2838446.	-.015	.061	-9986744.	-.35	3.331	3.	.095	3.518	SI	11
749.	749.	1.	1.	392043.	-.002	.009	9297148.	-.309	6.75	2.	.044	23.72	SI	10
795.	795.	1.	1.	-2557867.	-.013	.055	-9986744.	-.35	3.331	3.	.095	3.904	SI	11
840.	840.	1.	1.	-2641161.	-.014	.057	-9986744.	-.35	3.331	3.	.095	3.781	SI	11
840.	840.	1.	1.	-2641161.	-.014	.057	-9986744.	-.35	3.331	3.	.095	3.781	SI	11
870.	870.	1.	1.	-2145605.	-.011	.046	-9986744.	-.35	3.331	3.	.095	4.655	SI	11
870.	870.	1.	1.	83156.	0.	.002	9297148.	-.309	6.75	2.	.044	111.8	SI	10
900.	900.	1.	1.	-1932228.	-.01	.042	-9986744.	-.35	3.331	3.	.095	5.169	SI	11
900.	900.	1.	1.	285947.	-.002	.007	9297148.	-.309	6.75	2.	.044	32.51	SI	10
930.	930.	1.	1.	-1983841.	-.01	.043	-9986744.	-.35	3.331	3.	.095	5.034	SI	11
930.	930.	1.	1.	422458.	-.002	.01	9297148.	-.309	6.75	2.	.044	22.01	SI	10
930.	930.	1.	1.	-1983841.	-.01	.043	-9986744.	-.35	3.331	3.	.095	5.034	SI	11
930.	930.	1.	1.	422458.	-.002	.01	9297148.	-.309	6.75	2.	.044	22.01	SI	10
965.	965.	1.	1.	-1983841.	-.01	.043	-9986744.	-.35	3.331	3.	.095	5.034	SI	11
965.	965.	1.	1.	422458.	-.002	.01	9297148.	-.309	6.75	2.	.044	22.01	SI	10

TAGLIO:

Progressive	Se	Vsd	VRd	VRcd	VRsd	Asw	s	ctgT	Ve	
> 0.	0.	1.	-2677.	20439.	198287.	199813.	2.26	15.	2.15	SI
0.	0.	1.	10248.	20439.	198287.	199813.	2.26	15.	2.15	SI
749.	749.	1.	-15243.	20439.	198287.	199813.	2.26	15.	2.15	SI
795.	795.	1.	11358.	20439.	198287.	199813.	2.26	15.	2.15	SI
1000.	1000.	1.	-6567.	20439.	198287.	199813.	2.26	15.	2.15	SI
1000.	1000.	1.	7087.	20439.	198287.	199813.	2.26	15.	2.15	SI

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - RARE:

Progressive	Se	Ar	Momento	Sc	ls	Sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	wd	Ve
35.	35.	1.	1.	820454.	-6.9	407.2	13.57	49.33	.0116	76.31	.089	SI
296.	296.	1.	1.	1849537.	-15.6	917.9	13.57	49.33	.0262	76.31	.2	SI
749.	749.	1.	1.	-2067876.	-16.1	939.9	13.57	12.5	.0269	27.95	.075	SI

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - FREQUENTI:

Progressive	Se	Ar	Momento	Sc	ls	Sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	wd	Ve
35.	35.	1.	1.	262393.	-2.2	130.2	13.57	49.33	.0037	76.31	.028	SI
341.	341.	1.	1.	767253.	-6.5	380.8	13.57	49.33	.0109	76.31	.083	SI
749.	749.	1.	1.	-1605780.	-12.5	729.8	13.57	12.5	.0209	27.95	.058	SI

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - QUASI PERMANENTI:

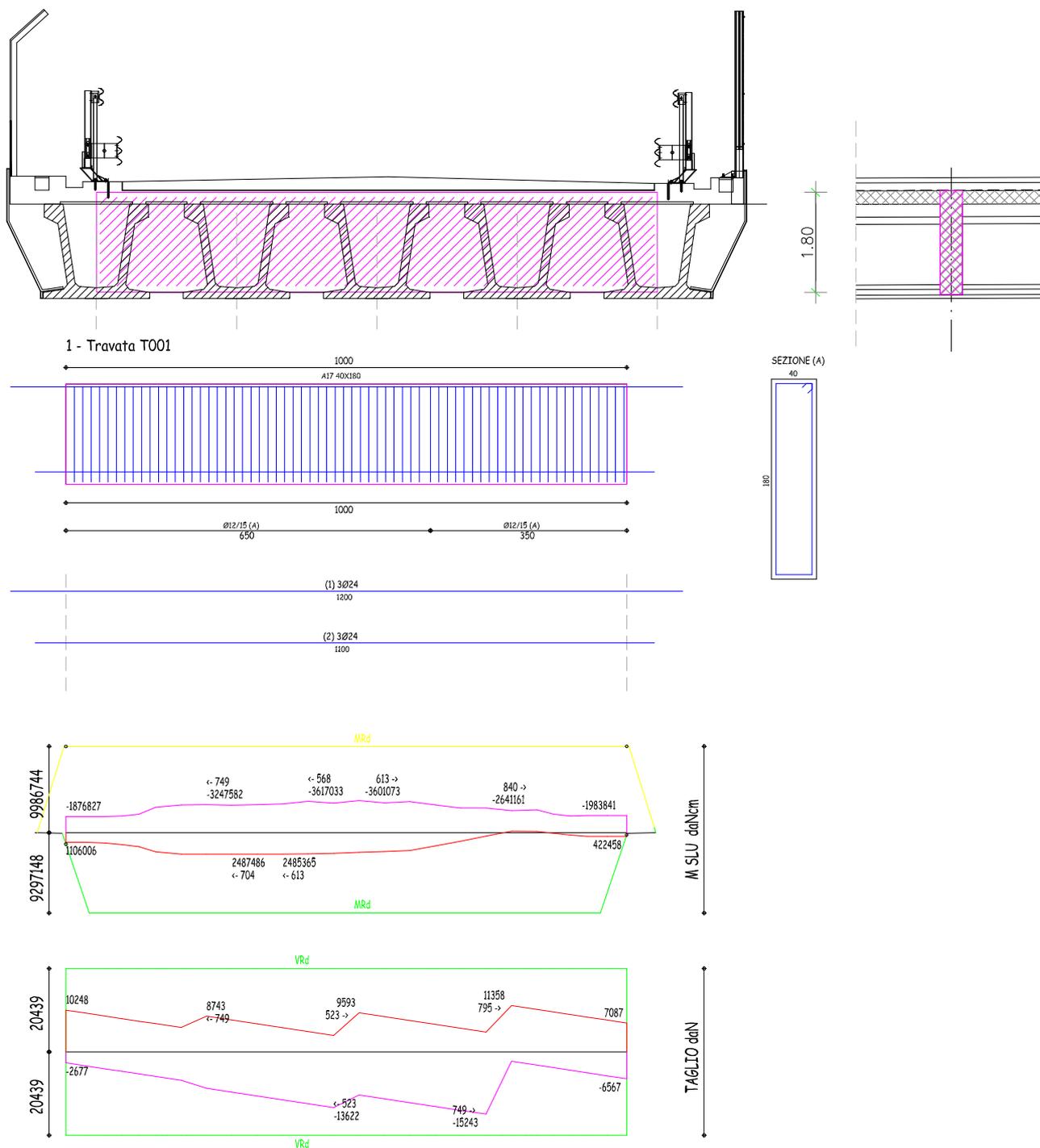
Progressive	Se	Ar	Momento	Sc	ls	Sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	wd	Ve
70.	70.	1.	1.	-529485.	-4.1	240.7	13.57	12.5	.0069	27.95	.019	SI
523.	523.	1.	1.	-1255947.	-9.8	570.8	13.57	12.5	.0163	27.95	.046	SI
965.	965.	1.	1.	-268641.	-2.1	122.1	13.57	12.5	.0035	27.95	.01	SI

ARMATURE LONGITUDINALI (%=100*Af/Acl - Acl=area intera sezione)

Nro	Totale	%	Super.	%	Barre	Infer.	%	Barre
1	27.14	.377	13.57	.188	3d24	13.57	.188	3d24

MESSAGGI

note 10) e 11): Armatura inferiore e superiore tesa [NTC08 7.4.6.2.1] per zone sismiche garantita da spezzoni f12 costituenti il traverso e presenti tra le travi in c.a.p.
A favore di sicurezza nei calcoli presso-tenso flessionali e a taglio si sono considerati agenti i soli ferri longitudinali continui a lembo inf. e sup. e le staffe intese con passo medio costante.



7.6.4 Verifica Traverso all'appoggio

VERIFICA TRAVATA IN CEMENTO ARMATO

Nome travata : 1 - Travata T002 (trave)
 Metodo di verifica : stati limite (NTC08).
 Duttilità : bassa con gerarchia.
 Unità di misura : cm; daN; daN/cm; daNcm; daN/cm²; deform. %.
 Unità particolari : fessure [wk];mm - ferri:mm e cm² - sezioni:cm e derivate.
 Copriferri (assi) : longitudinali= 5 ; staffe= 4

MATERIALI

CLS : Rck =350. ; fck=290.5; fctk= 19.8; fctm= 28.3; Ec= 325881. ;

gc =1.5 ; fcd=164.6; fbd= 29.8; fctd= 13.2; E cud=.35%
 ACCIAIO : B450C; ftk=5175. ; fyk=4500. ; Es=2100000. ;
 gs =1.15; fyd=3913. ; ftd(k*fyd)=4500. ; fud=4439.8; Eud=6.75%

TENSIONI E FESSURE MASSIME IN ESERCIZIO

GRUPPO : aggressivo.
 CLS : Scls(rara)=174.3; Scls(quasi permanente)=130.7; fbd(esercizio)= 29.8
 ACCIAIO : Sacc(rara)=3600.; Coeff.Omogein.= 15
 FESSURE : wdmax(fre.)=.3 ; wdmax(q.p.)=.2 [4.1.2.2.4.5];
 kt=.4 [EN 1992-1 7.3.4].

SEZIONI UTILIZZATE

1) Rettangolare: 40X180; A=7200.; Jg=19440000.; E=325881.1

DESCRIZIONE CAMPATE

Cam.	Descriz.	S.ini	Sez.	S.fin	Incl.	L.assi	L.net.	lambda	K	r.Ar.	lam.max
1	A17	1	1	1	0	1000.	1000.	5.556	1.	3.739	93.723

CASI DI CARICO DA MODELLO 3D

SLU			FREQUENTI			QUASI PERMANENTI		
Nome	Descrizione	Sest	Nome	Descrizione	Sest	Nome	Descrizione	Sest
1.	SLU STR pos1	4.	11.	SLE RARA pos1	2.	15.	SLE Q PERM	1.
2.	SLU STR pos1	2.	12.	SLE RARA pos2	2.			
3.	SLU STR pos2	2.	13.	SLE RARA pos3	2.			
4.	SLU STR pos2	4.	14.	SLE RARA pos4	2.			
5.	SLU STR pos3	8.						
6.	SLU STR pos3	16						
16.	SLU STR pos4	2.						
17.	SLU STR pos4	4.						

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

FLESSIONE:

Progressive	SE	Ar	Msd	Epsc	Epsac	Mrd	Epsc	Epsac	Cam	x/d	Mr/Ms	VE
> 35.	35.	1.1.	-2041976.	-.011	.044	-9986744.	-.35	3.331	3.	.095	4.891	SI 11
35.	35.	1.1.	2486409.	-.014	.059	9297148.	-.309	6.75	2.	.044	3.739	SI 10
70.	70.	1.1.	-2041976.	-.011	.044	-9986744.	-.35	3.331	3.	.095	4.891	SI 11
70.	70.	1.1.	2486409.	-.014	.059	9297148.	-.309	6.75	2.	.044	3.739	SI 10
70.	70.	1.1.	-2041976.	-.011	.044	-9986744.	-.35	3.331	3.	.095	4.891	SI 11
70.	70.	1.1.	2486409.	-.014	.059	9297148.	-.309	6.75	2.	.044	3.739	SI 10
100.	100.	1.1.	-1722425.	-.009	.037	-9986744.	-.35	3.331	3.	.095	5.798	SI 11
100.	100.	1.1.	2414571.	-.013	.057	9297148.	-.309	6.75	2.	.044	3.85	SI 10
130.	130.	1.1.	-1287028.	-.007	.028	-9986744.	-.35	3.331	3.	.095	7.76	SI 11
130.	130.	1.1.	2086903.	-.012	.049	9297148.	-.309	6.75	2.	.044	4.455	SI 10
160.	160.	1.1.	-1204014.	-.006	.026	-9986744.	-.35	3.331	3.	.095	8.295	SI 11
160.	160.	1.1.	1743841.	-.01	.041	9297148.	-.309	6.75	2.	.044	5.331	SI 10
160.	160.	1.1.	-1204014.	-.006	.026	-9986744.	-.35	3.331	3.	.095	8.295	SI 11
160.	160.	1.1.	1743841.	-.01	.041	9297148.	-.309	6.75	2.	.044	5.331	SI 10
205.	205.	1.1.	-1238693.	-.006	.027	-9986744.	-.35	3.331	3.	.095	8.062	SI 11
205.	205.	1.1.	1355019.	-.007	.032	9297148.	-.309	6.75	2.	.044	6.861	SI 10
251.	251.	1.1.	-1191647.	-.006	.026	-9986744.	-.35	3.331	3.	.095	8.381	SI 11
251.	251.	1.1.	2129321.	-.012	.05	9297148.	-.309	6.75	2.	.044	4.366	SI 10
296.	296.	1.1.	-1226326.	-.006	.026	-9986744.	-.35	3.331	3.	.095	8.144	SI 11
296.	296.	1.1.	1078896.	-.006	.025	9297148.	-.309	6.75	2.	.044	8.617	SI 10
341.	341.	1.1.	-1065732.	-.005	.023	-9986744.	-.35	3.331	3.	.095	9.371	SI 11
341.	341.	1.1.	1853198.	-.01	.044	9297148.	-.309	6.75	2.	.044	5.017	SI 10
387.	387.	1.1.	-1615570.	-.008	.035	-9986744.	-.35	3.331	3.	.095	6.182	SI 11
387.	387.	1.1.	989931.	-.005	.023	9297148.	-.309	6.75	2.	.044	9.392	SI 10
432.	432.	1.1.	-1118463.	-.006	.024	-9986744.	-.35	3.331	3.	.095	8.929	SI 11
432.	432.	1.1.	1408405.	-.008	.033	9297148.	-.309	6.75	2.	.044	6.601	SI 10
477.	477.	1.1.	-1839586.	-.009	.04	-9986744.	-.35	3.331	3.	.095	5.429	SI 11
477.	477.	1.1.	1182310.	-.007	.028	9297148.	-.309	6.75	2.	.044	7.864	SI 10
523.	523.	1.1.	-1211402.	-.006	.026	-9986744.	-.35	3.331	3.	.095	8.244	SI 11
523.	523.	1.1.	1634023.	-.009	.038	9297148.	-.309	6.75	2.	.044	5.69	SI 10
568.	568.	1.1.	-1582427.	-.008	.034	-9986744.	-.35	3.331	3.	.095	6.311	SI 11
568.	568.	1.1.	1021226.	-.006	.024	9297148.	-.309	6.75	2.	.044	9.104	SI 10
613.	613.	1.1.	-1110394.	-.006	.024	-9986744.	-.35	3.331	3.	.095	8.994	SI 11
613.	613.	1.1.	1472939.	-.008	.035	9297148.	-.309	6.75	2.	.044	6.312	SI 10
659.	659.	1.1.	-1950871.	-.01	.042	-9986744.	-.35	3.331	3.	.095	5.119	SI 11
659.	659.	1.1.	882965.	-.005	.021	9297148.	-.309	6.75	2.	.044	10.53	SI 10
704.	704.	1.1.	-1274660.	-.007	.027	-9986744.	-.35	3.331	3.	.095	7.835	SI 11
704.	704.	1.1.	1062392.	-.006	.025	9297148.	-.309	6.75	2.	.044	8.751	SI 10
749.	749.	1.1.	-2192013.	-.011	.047	-9986744.	-.35	3.331	3.	.095	4.556	SI 11
749.	749.	1.1.	593607.	-.003	.014	9297148.	-.309	6.75	2.	.044	15.66	SI 10
795.	795.	1.1.	-1515803.	-.008	.033	-9986744.	-.35	3.331	3.	.095	6.588	SI 11
795.	795.	1.1.	1229565.	-.007	.029	9297148.	-.309	6.75	2.	.044	7.561	SI 10
840.	840.	1.1.	-2588000.	-.013	.056	-9986744.	-.35	3.331	3.	.095	3.859	SI 11
840.	840.	1.1.	760780.	-.004	.018	9297148.	-.309	6.75	2.	.044	12.22	SI 10
840.	840.	1.1.	-2588000.	-.013	.056	-9986744.	-.35	3.331	3.	.095	3.859	SI 11
840.	840.	1.1.	760780.	-.004	.018	9297148.	-.309	6.75	2.	.044	12.22	SI 10

870.	870.	1.	1.	-3511103.	-.018	.076	-9986744.	-.35	3.331	3.	.095	2.844	SI	11
870.	870.	1.	1.	1180699.	-.007	.028	9297148.	-.309	6.75	2.	.044	7.874	SI	10
900.	900.	1.	1.	-4451372.	-.023	.096	-9986744.	-.35	3.331	3.	.095	2.244	SI	11
900.	900.	1.	1.	549298.	-.003	.013	9297148.	-.309	6.75	2.	.044	16.93	SI	10
930.	930.	1.	1.	-5130951.	-.027	.111	-9986744.	-.35	3.331	3.	.095	1.946	SI	11
930.	930.	1.	1.	164753.	-.001	.004	9297148.	-.309	6.75	2.	.044	56.43	SI	10
930.	930.	1.	1.	-5130951.	-.027	.111	-9986744.	-.35	3.331	3.	.095	1.946	SI	11
930.	930.	1.	1.	164753.	-.001	.004	9297148.	-.309	6.75	2.	.044	56.43	SI	10
965.	965.	1.	1.	-5130951.	-.027	.111	-9986744.	-.35	3.331	3.	.095	1.946	SI	11
965.	965.	1.	1.	164753.	-.001	.004	9297148.	-.309	6.75	2.	.044	56.43	SI	10

TAGLIO:

Progressive	Se	Vsd	VRd	VRcd	VRsd	Asw	s	ctgT	Ve		
> 0.	0.	1.	1.	-33295.	20439.	198287.	199813.	2.26	15.	2.15	SI
0.	0.	1.	1.	24653.	20439.	198287.	199813.	2.26	15.	2.15	SI
795.	795.	1.	1.	-34660.	20439.	198287.	199813.	2.26	15.	2.15	SI
1000.	1000	1.	1.	-32181.	20439.	198287.	199813.	2.26	15.	2.15	SI
1000.	1000	1.	1.	851.	20439.	198287.	199813.	2.26	15.	2.15	SI

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - RARE:

Progressive	Se	Ar	Momento	Sc	Sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	wd	Ve	
> 35.	35.	1.	1.	-1111608.	-8.7	505.2	13.57	12.5	.0144	27.95	.04	SI
35.	35.	1.	1.	782507.	-6.6	388.4	13.57	49.33	.0111	76.31	.085	SI

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - FREQUENTI:

Progressive	Se	Ar	Momento	Sc	Sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	wd	Ve	
35.	35.	1.	1.	624196.	-5.3	309.8	13.57	49.33	.0089	76.31	.068	SI
965.	965.	1.	1.	-1225785.	-9.6	557.1	13.57	12.5	.0159	27.95	.044	SI

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - QUASI PERMANENTI:

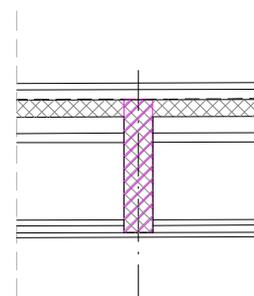
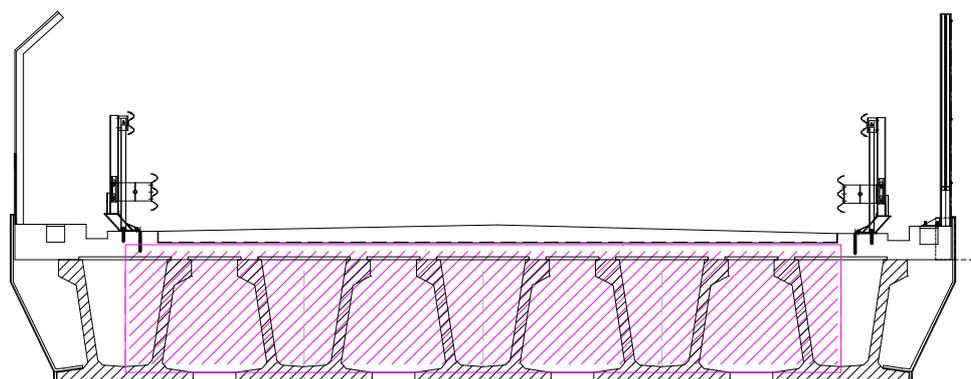
Progressive	Se	Ar	Momento	Sc	Sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	wd	Ve	
70.	70.	1.	1.	280738.	-2.4	139.3	13.57	49.33	.004	76.31	.03	SI
523.	523.	1.	1.	411528.	-3.5	204.2	13.57	49.33	.0058	76.31	.045	SI
965.	965.	1.	1.	-1470071.	-11.5	668.1	13.57	12.5	.0191	27.95	.053	SI

ARMATURE LONGITUDINALI (%=100*Af/AclS - AclS=area intera sezione)

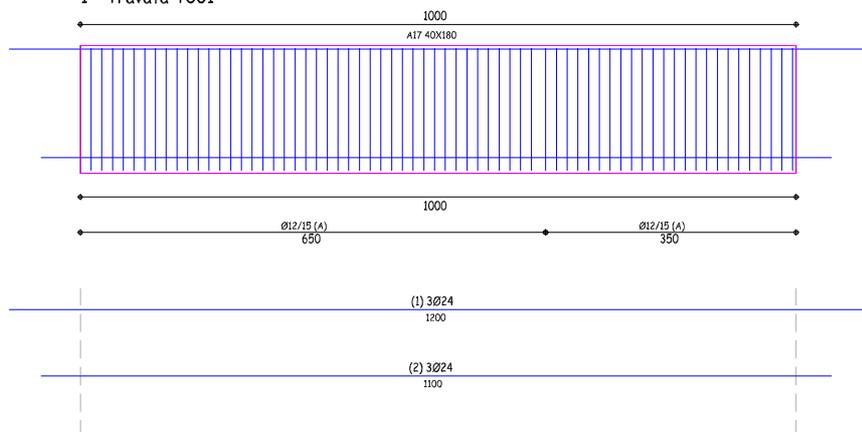
Nro	Totale	%	Super.	%	Barre	Infer.	%	Barre
1	27.14	.377	13.57	.188	3d24	13.57	.188	3d24

MESSAGGI

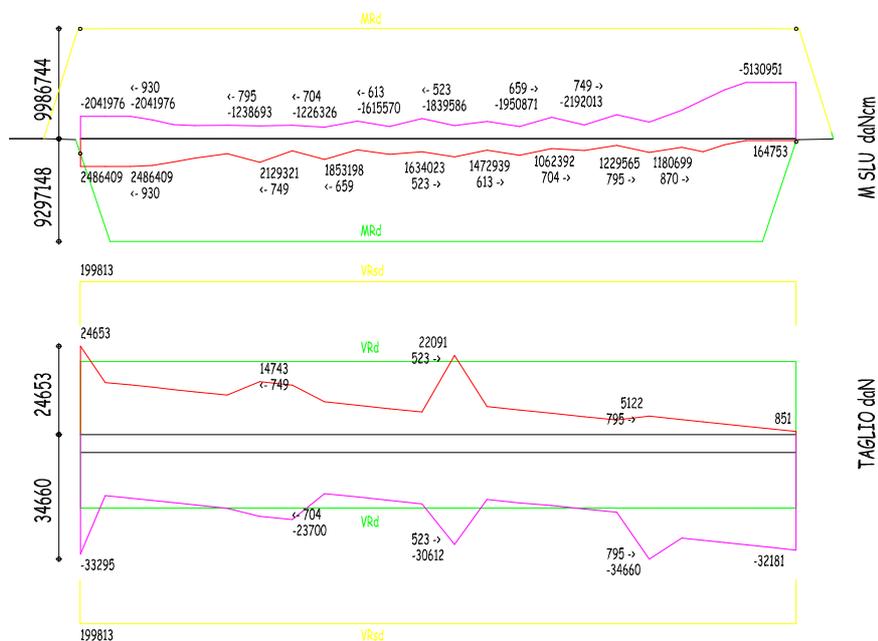
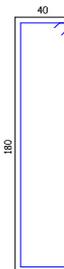
note 10) e 11): Armatura inferiore e superiore tesa [NTC08 7.4.6.2.1] per zone sismiche garantita da spezzoni f12 costituenti il traverso e presenti tra le travi in c.a.p. A favore di sicurezza nei calcoli presso-tenso flessionali e a taglio si sono considerati agenti i soli ferri longitudinali continui a lembo inf. e sup. e le staffe intese con passo medio costante.



1 - Travata T001

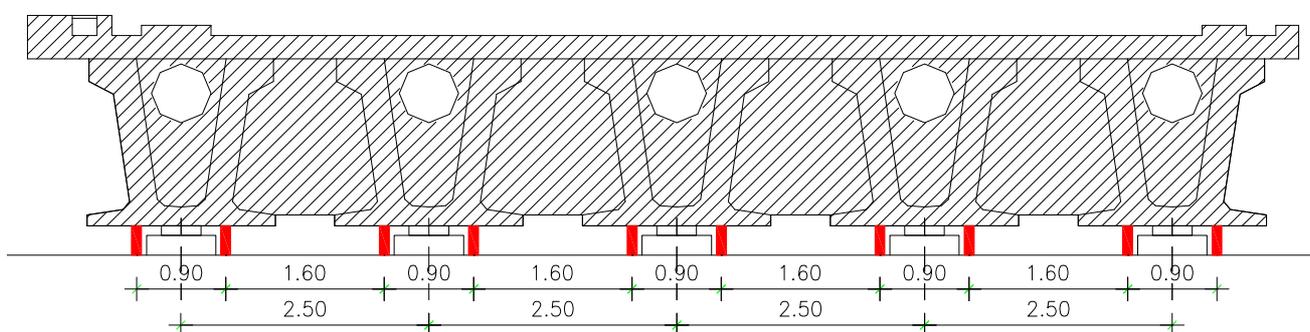


SEZIONE (A)



7.6.5 Verifica dei traversi per sostituzione degli appoggi

Nel caso di sostituzione degli appoggi si prevede di sollevare l'impalcato con una batteria di martinetti disposti in corrispondenza del traverso di testa (asse trasversale degli appoggi) in numero di due per ciascuna trave, installati ai lati degli appoggi da sostituire, e agenti simultaneamente (vedi figura seguente, i martinetti sono in colore rosso):



In tal modo si ottiene per il traverso di testa uno schema di sollecitazione analogo a quello che si ha in esercizio e quindi un funzionamento a trave continua.

Si esegue di seguito il calcolo delle sollecitazioni agenti sul traverso secondo lo schema statico di trave continua, con appoggi costituiti dai martinetti di sollevamento, come mostrato nella figura che segue.

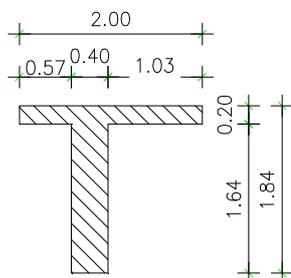
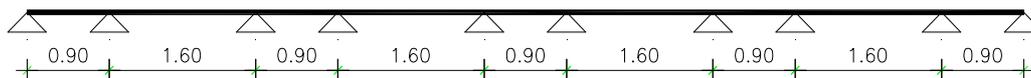
La sezione resistente del traverso tiene conto anche della soletta per una larghezza collaborante pari a 10 volte lo spessore.

Analisi dei carichi:

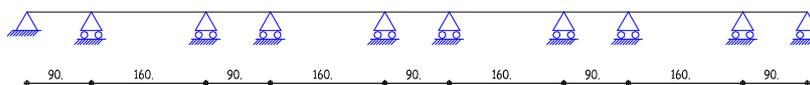
La trave continua viene caricata con un carico distribuito corrispondente alla sommatoria delle reazioni vincolari di peso proprio e carichi permanenti agenti sugli appoggi.

$$q_{pp + perm} = 100817 \times 5 / 10.90 = 46246 \text{ daN/m}$$

SCHEMA CON MARTINETTI AGENTI SIMULTANEAMENTE

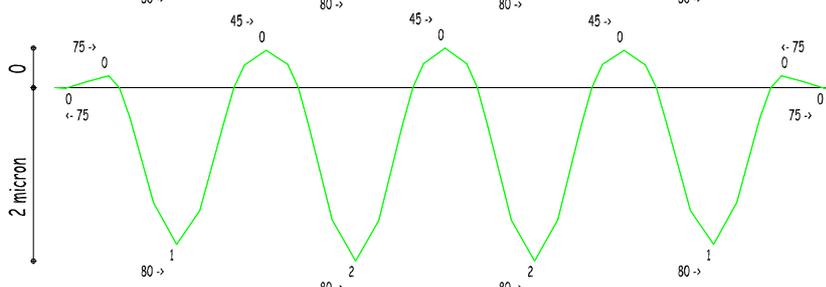
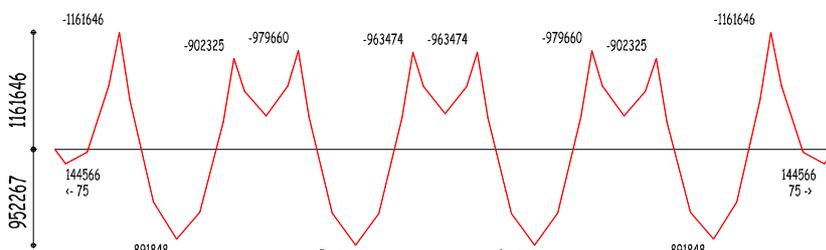
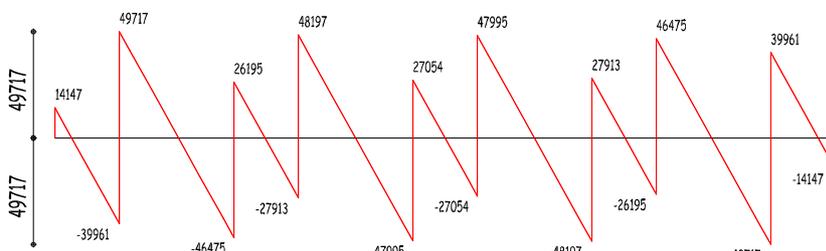


Unita' di misura: cm; daN; daN/cm; daNcm; daN/cm2.



Permanenti - mc=1 - g=1.3

Variabili - mc=1 - g=1.5 - Permut.combate



VERIFICA TRAVATA IN CEMENTO ARMATO

Nome travata : TRAVATA T001 (trave)
 Metodo di verifica : stati limite (NTC08).
 Duttilita' : bassa senza gerarchia.
 Unità di misura : cm; daN; daN/cm; daNcm; daN/cm2; deform. %.
 Unità particolari : fessure [Wk]:mm - ferri:mm e cm2 - sezioni:cm e derivate.
 Copriferri (assi) : longitudinali= 3 ; staffe= 2

MATERIALI

CLS : Rck =450. ; fck=373.5; fctk= 23.5; fctm= 33.5; Ec= 346255. ;
 gc =1.5 ; fcd=211.6; fbd= 35.2; fctd= 15.6; Ecu=0.35%
 ACCIAIO : B450C; ftk=5175. ; fyk=4500. ; Es=2100000. ;
 gs =1.15; fyd=3913. ; ftd(k*fyd)=4500. ; fud=4439.8; Eud=6.75%

TENSIONI E FESSURE MASSIME IN ESERCIZIO

GRUPPO : ordinario.
 CLS : Scls(rara)=224.1; Scls(quasi permanente)=168.1; fbd(esercizio)= 35.2
 ACCIAIO : Sacc(rara)=3600.; Coeff.Omogein.= 15
 FESSURE : Wdmax(fre.)=.4 ; Wdmax(q.p.)=.3 [4.1.2.2.4.5];
 kt=.4 [EN 1992-1 7.3.4].

SEZIONI UTILIZZATE

1) Sezione a T : 200/40X184/20; A=10560.; Jg=35868238.; E=346254.9

DESCRIZIONE CAMPATE

Cam.	Descriz.	S.ini	Sez.	S.fin	Incl.	L.assi	L.net.	lambda	K	r.Ar.	lam.max
1	C2	1	1	1	0	90.	60.	.489	1.3	5.	142.881
2	C3	1	1	1	0	160.	130.	.87	1.5	5.	143.839
3	C4	1	1	1	0	90.	60.	.489	1.5	5.	143.839
4	C5	1	1	1	0	160.	130.	.87	1.5	5.	143.839
5	C6	1	1	1	0	90.	60.	.489	1.5	5.	143.839
6	C7	1	1	1	0	160.	130.	.87	1.5	5.	143.839
7	C8	1	1	1	0	90.	60.	.489	1.5	5.	143.839
8	C9	1	1	1	0	160.	130.	.87	1.5	5.	143.839
9	C10	1	1	1	0	90.	60.	.489	1.3	5.	132.243

CONDIZIONI DI CARICO

Nro	Descrizione	Tipo	Coeff. per combinazioni			
			Molt. Caric	SLU	Rare	Freq. Q.Per.
1	Permanenti	senza permutazioni	1.	1.3	1.	1.
2	Variabili	permutaz. campate	1.	1.5	1.	1.

CARICHI APPLICATI

Nro	Con	Camp.	Tipo	Sistema	carico 1	carico 2	dist.1	dist.2
1	1	1	Forza distribuita	Globale	-462.46	-	-	-
2	1	2	Forza distribuita	Globale	-462.46	-	-	-
3	1	3	Forza distribuita	Globale	-462.46	-	-	-
4	1	4	Forza distribuita	Globale	-462.46	-	-	-
5	1	5	Forza distribuita	Globale	-462.46	-	-	-
6	1	6	Forza distribuita	Globale	-462.46	-	-	-
7	1	7	Forza distribuita	Globale	-462.46	-	-	-
8	1	8	Forza distribuita	Globale	-462.46	-	-	-
9	1	9	Forza distribuita	Globale	-462.46	-	-	-

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

FLESSIONE:

Progressive	SE	Ar	Msd	Epscl	Epsac	Mrd	Epscl	Epsac	Cam	x/d	Mr/Ms	VE	
> 0.	0.	1.	1.	-784018.	-.002	.004	-39696497	-.35	1.483	3.	.191	50.63	SI
15.	15.	1.	2.	-921119.	-.002	.005	-39813831	-.35	1.624	3.	.177	43.22	SI
15.	15.	1.	2.	251050.	0.	.005	14794972.	-.233	6.75	2.	.033	58.93	SI
45.	45.	1.	2.	347343.	-.001	.006	14794972.	-.233	6.75	2.	.033	42.6	SI
75.	75.	1.	3.	-921119.	-.002	.004	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	51.9	SI
90.	90.	1.	3.	-921119.	-.002	.004	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	51.9	SI
90.	90.	1.	3.	143099.	0.	.003	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	103.4	SI
> 90.	0.	1.	3.	-825383.	-.002	.004	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	57.92	SI
90.	0.	1.	3.	952107.	-.002	.018	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	15.54	SI
105.	15.	1.	3.	-825383.	-.002	.004	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	57.92	SI
105.	15.	1.	3.	828175.	-.001	.015	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	17.86	SI
138.	48.	1.	3.	-825383.	-.002	.004	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	57.92	SI
138.	48.	1.	3.	597592.	-.001	.011	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	24.75	SI
170.	80.	1.	3.	-961917.	-.002	.004	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	49.7	SI
170.	80.	1.	3.	964087.	-.002	.018	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	15.34	SI
202.	112.	1.	3.	-961917.	-.002	.004	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	49.7	SI
202.	112.	1.	3.	695567.	-.001	.013	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	21.26	SI

	235.	145.	1.	3.	-961917.	-.002	.004	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	49.7	SI
	235.	145.	1.	3.	778584.	-.001	.014	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	19.	SI
	250.	160.	1.	3.	-961917.	-.002	.004	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	49.7	SI
	250.	160.	1.	3.	947736.	-.002	.018	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	15.61	SI
>	250.	0.	1.	3.	-739682.	-.002	.003	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	64.63	SI
	265.	15.	1.	3.	-804129.	-.002	.003	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	59.45	SI
	265.	15.	1.	3.	45305.	0.	.001	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	326.5	SI
	295.	45.	1.	3.	-804129.	-.002	.003	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	59.45	SI
	295.	45.	1.	3.	307595.	-.001	.006	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	48.09	SI
	325.	75.	1.	3.	-804129.	-.002	.003	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	59.45	SI
	325.	75.	1.	3.	28807.	0.	.001	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	513.4	SI
	340.	90.	1.	3.	-804129.	-.002	.003	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	59.45	SI
>	340.	0.	1.	3.	-652000.	-.001	.003	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	73.33	SI
	340.	0.	1.	3.	947962.	-.002	.018	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	15.6	SI
	355.	15.	1.	3.	-652000.	-.001	.003	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	73.33	SI
	355.	15.	1.	3.	802922.	-.001	.015	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	18.42	SI
	388.	48.	1.	3.	-652000.	-.001	.003	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	73.33	SI
	388.	48.	1.	3.	641220.	-.001	.012	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	23.07	SI
	420.	80.	1.	3.	-652000.	-.001	.003	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	73.33	SI
	420.	80.	1.	3.	961982.	-.002	.018	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	15.38	SI
	452.	112.	1.	3.	-637331.	-.001	.003	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	75.01	SI
	452.	112.	1.	3.	647730.	-.001	.012	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	22.83	SI
	485.	145.	1.	3.	-637331.	-.001	.003	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	75.01	SI
	485.	145.	1.	3.	799627.	-.001	.015	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	18.5	SI
	500.	160.	1.	3.	-637331.	-.001	.003	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	75.01	SI
	500.	160.	1.	3.	947671.	-.002	.018	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	15.61	SI
>	500.	0.	1.	3.	-794387.	-.002	.003	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	60.18	SI
	515.	15.	1.	3.	-794387.	-.002	.003	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	60.18	SI
	515.	15.	1.	3.	39497.	0.	.001	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	374.5	SI
	545.	45.	1.	3.	-794387.	-.002	.003	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	60.18	SI
	545.	45.	1.	3.	310036.	-.001	.006	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	47.71	SI
	575.	75.	1.	3.	-794387.	-.002	.003	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	60.18	SI
	575.	75.	1.	3.	39497.	0.	.001	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	374.5	SI
	590.	90.	1.	3.	-794387.	-.002	.003	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	60.18	SI
>	590.	0.	1.	3.	-637331.	-.001	.003	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	75.01	SI
	590.	0.	1.	3.	947671.	-.002	.018	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	15.61	SI
	605.	15.	1.	3.	-637331.	-.001	.003	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	75.01	SI
	605.	15.	1.	3.	799627.	-.001	.015	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	18.5	SI
	638.	48.	1.	3.	-637331.	-.001	.003	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	75.01	SI
	638.	48.	1.	3.	647730.	-.001	.012	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	22.83	SI
	670.	80.	1.	3.	-652000.	-.001	.003	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	73.33	SI
	670.	80.	1.	3.	961982.	-.002	.018	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	15.38	SI
	702.	112.	1.	3.	-652000.	-.001	.003	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	73.33	SI
	702.	112.	1.	3.	641220.	-.001	.012	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	23.07	SI
	735.	145.	1.	3.	-652000.	-.001	.003	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	73.33	SI
	735.	145.	1.	3.	802922.	-.001	.015	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	18.42	SI
	750.	160.	1.	3.	-652000.	-.001	.003	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	73.33	SI
	750.	160.	1.	3.	947962.	-.002	.018	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	15.6	SI
>	750.	0.	1.	3.	-804129.	-.002	.003	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	59.45	SI
	765.	15.	1.	3.	-804129.	-.002	.003	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	59.45	SI
	765.	15.	1.	3.	28807.	0.	.001	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	513.4	SI
	795.	45.	1.	3.	-804129.	-.002	.003	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	59.45	SI
	795.	45.	1.	3.	307595.	-.001	.006	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	48.09	SI
	825.	75.	1.	3.	-804129.	-.002	.003	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	59.45	SI
	825.	75.	1.	3.	45305.	0.	.001	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	326.5	SI
	840.	90.	1.	3.	-739682.	-.002	.003	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	64.63	SI
>	840.	0.	1.	3.	-961917.	-.002	.004	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	49.7	SI
	840.	0.	1.	3.	947736.	-.002	.018	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	15.61	SI
	855.	15.	1.	3.	-961917.	-.002	.004	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	49.7	SI
	855.	15.	1.	3.	778584.	-.001	.014	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	19.	SI
	888.	48.	1.	3.	-961917.	-.002	.004	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	49.7	SI
	888.	48.	1.	3.	695567.	-.001	.013	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	21.26	SI
	920.	80.	1.	3.	-961917.	-.002	.004	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	49.7	SI
	920.	80.	1.	3.	964087.	-.002	.018	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	15.34	SI
	952.	112.	1.	3.	-825383.	-.002	.004	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	57.92	SI
	952.	112.	1.	3.	597592.	-.001	.011	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	24.75	SI
	985.	145.	1.	3.	-825383.	-.002	.004	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	57.92	SI
	985.	145.	1.	3.	828175.	-.001	.015	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	17.86	SI
	1000.	160.	1.	3.	-825383.	-.002	.004	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	57.92	SI
	1000.	160.	1.	3.	952107.	-.002	.018	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	15.54	SI
>	1000.	0.	1.	3.	-921119.	-.002	.004	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	51.9	SI
	1000.	0.	1.	3.	143099.	0.	.003	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	103.4	SI
	1015.	15.	1.	3.	-921119.	-.002	.004	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	51.9	SI
	1045.	45.	1.	3.	-921119.	-.002	.004	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	51.9	SI
	1045.	45.	1.	3.	347343.	-.001	.006	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	42.58	SI
	1075.	75.	1.	2.	-921119.	-.002	.005	-39813831	-.35	1.624	3.	.177	43.22	SI
	1075.	75.	1.	2.	251050.	0.	.005	14794972.	-.233	6.75	2.	.033	58.93	SI
	1090.	90.	1.	2.	-784018.	-.002	.004	-39813831	-.35	1.624	3.	.177	50.78	SI

TAGLIO:

Progressive | Se | Vsd | VRd | VRcd | VRsd | Asw | s | ctgT | Ve |

>	0.	0.	1.	24627.!	23818.	237778.	240307.	2.26	15.	2.5	SI
	90.	90.	1.	-30943.!	23818.	237778.	240307.	2.26	15.	2.5	SI
>	90.	0.	1.	40699.!	23818.	237778.	240307.	2.26	15.	2.5	SI
	250.	160.	1.	-46961.!	24374.	237778.	240307.	2.26	15.	2.5	SI
>	250.	0.	1.	26779.!	24374.	237778.	240307.	2.26	15.	2.5	SI
	340.	90.	1.	-27329.!	24374.	237778.	240307.	2.26	15.	2.5	SI
>	340.	0.	1.	39179.!	24374.	237778.	240307.	2.26	15.	2.5	SI
	500.	160.	1.	-38978.!	24374.	237778.	240307.	2.26	15.	2.5	SI
>	500.	0.	1.	27054.!	24374.	237778.	240307.	2.26	15.	2.5	SI
	590.	90.	1.	-27054.!	24374.	237778.	240307.	2.26	15.	2.5	SI
>	590.	0.	1.	38978.!	24374.	237778.	240307.	2.26	15.	2.5	SI
	750.	160.	1.	-39179.!	24374.	237778.	240307.	2.26	15.	2.5	SI
>	750.	0.	1.	27913.!	24374.	237778.	240307.	2.26	15.	2.5	SI
	840.	90.	1.	-26195.!	24374.	237778.	240307.	2.26	15.	2.5	SI
>	840.	0.	1.	46961.!	24374.	237778.	240307.	2.26	15.	2.5	SI
	1000.	160.	1.	-40699.!	23818.	237778.	240307.	2.26	15.	2.5	SI
>1000.	0.	1.	30943.!	23818.	237778.	240307.	2.26	15.	2.5	SI	
	1090.	90.	1.	-24627.!	23818.	237778.	240307.	2.26	15.	2.5	SI

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - RARE:

Progressive	Se	Ar	Momento	Scls	Sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	Wd	Ve	
15.	15.	1.	2.	193116.	- .6	76.	18.1	55.21	.0022	50.03	.011	SI
45.	45.	1.	2.	-95607.	- .4	10.9	62.83	31.25	.0003	44.02	.001	SI
45.	45.	1.	2.	267187.!	- .8	105.1	18.1	55.21	.003	50.03	.015	SI
90.	90.	1.	3.	-708553.!	-2.9!	65.7	76.4	27.92	.0019	35.81	.007	SI
>	90.	0.	1.	-634910.	-2.6!	58.9	76.4	27.92	.0017	35.81	.006	SI
170.	80.	1.	3.	741606.!	-2.2!	291.1	18.1	55.38	.0083	50.15	.042	SI
250.	160.	1.	3.	-739936.!	-3.1!	68.6	76.4	27.92	.002	35.81	.007	SI
>	250.	0.	1.	-568986.	-2.4!	52.8	76.4	27.92	.0015	35.81	.005	SI
295.	45.	1.	3.	236612.!	- .7	92.9	18.1	55.38	.0027	50.15	.013	SI
340.	90.	1.	3.	-618560.!	-2.6!	57.4	76.4	27.92	.0016	35.81	.006	SI
>	340.	0.	1.	-501538.!	-2.1!	46.5	76.4	27.92	.0013	35.81	.005	SI
420.	80.	1.	3.	739986.!	-2.2!	290.5	18.1	55.38	.0083	50.15	.042	SI
500.	160.	1.	3.	-490255.	-2.	45.5	76.4	27.92	.0013	35.81	.005	SI
>	500.	0.	1.	-611067.	-2.5!	56.7	76.4	27.92	.0016	35.81	.006	SI
545.	45.	1.	3.	238489.!	- .7	93.6	18.1	55.38	.0027	50.15	.013	SI
590.	90.	1.	3.	-611067.!	-2.5!	56.7	76.4	27.92	.0016	35.81	.006	SI
>	590.	0.	1.	-490255.	-2.	45.5	76.4	27.92	.0013	35.81	.005	SI
670.	80.	1.	3.	739986.!	-2.2!	290.5	18.1	55.38	.0083	50.15	.042	SI
750.	160.	1.	3.	-501538.!	-2.1!	46.5	76.4	27.92	.0013	35.81	.005	SI
>	750.	0.	1.	-618560.!	-2.6!	57.4	76.4	27.92	.0016	35.81	.006	SI
795.	45.	1.	3.	236612.!	- .7	92.9	18.1	55.38	.0027	50.15	.013	SI
840.	90.	1.	3.	-568986.	-2.4!	52.8	76.4	27.92	.0015	35.81	.005	SI
>	840.	0.	1.	-739936.!	-3.1!	68.6	76.4	27.92	.002	35.81	.007	SI
920.	80.	1.	3.	741606.!	-2.2!	291.1	18.1	55.38	.0083	50.15	.042	SI
1000.	160.	1.	3.	-634910.	-2.6!	58.9	76.4	27.92	.0017	35.81	.006	SI
>1000.	0.	1.	3.	-708553.!	-2.9!	65.7	76.4	27.92	.0019	35.81	.007	SI
1045.	45.	1.	3.	267187.!	- .8	104.9	18.1	55.38	.003	50.15	.015	SI
1090.	90.	1.	2.	-234120.	-1.	26.6	62.83	31.25	.0008	44.02	.003	SI

ARMATURE LONGITUDINALI (%=100*Af/Acls - Acls=area intera sezione)

Nro	Totale	%	Super.	%	Barre	Infer.	%	Barre
1	67.36	.638	62.83	.595	10d20 +10d20	4.52	.043	2d12 +2d12
2	80.93	.766	62.83	.595	10d20 +10d20	18.1	.171	3d24 +2d12 +2d12
3	94.5	.895	76.4	.724	3d24 +10d20 +10d20	18.1	.171	3d24 +2d12 +2d12

Si esegue inoltre il calcolo del traverso nel caso in cui, applicando la batteria di martinetti come precedentemente illustrato, due dei martinetti corrispondenti ad un medesimo appoggio non siano attivi; si considerano i tre casi in cui i martinetti non attivi siano rispettivamente quelli dell'appoggio della trave di bordo, della seconda trave dal bordo e della trave centrale.

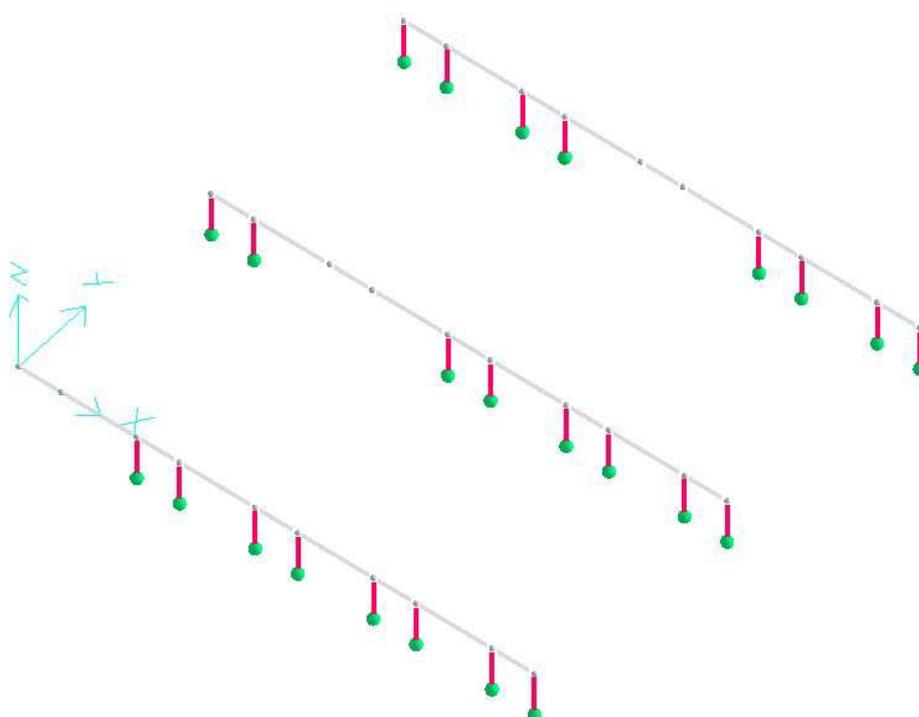
Si esegue il calcolo mediante un modello di calcolo tridimensionale (mostrato nella figura seguente), nel quale i martinetti sono rappresentati da vincoli esterni (in colore rosso nella

figura seguente) in grado di reagire solo a forze verticali dirette verso il basso, non potendo offrire alcuna reazione ad una forza diretta verso l'alto.

Analisi dei carichi:

Il traverso viene caricato con le reazioni vincolari di peso proprio e carichi permanenti agenti sugli appoggi.

$$P_{pp + perm} = 100817 \text{ daN}$$



Si riporta di seguito il tabulato di verifica del traverso per l'involuppo delle tre situazioni considerate:

VERIFICA TRAVATA IN CEMENTO ARMATO

Nome travata : 1 - Travata T001 (trave)
 Metodo di verifica : stati limite (NTC08).
 Duttilita' : bassa senza gerarchia.
 Unità di misura : cm; daN; daN/cm; daNcm; daN/cm²; deform. %.
 Unità particolari : fessure [Wk]:mm - ferri:mm e cm² - sezioni:cm e derivate.
 Copriferri (assi) : longitudinali= 5 ; staffe= 4

MATERIALI

CLS : Rck =450. ; fck=373.5; fctk= 23.5; fctm= 33.5; Ec= 346255. ;
 gc =1.5 ; fcd=211.6; fbd= 35.2; fctd= 15.6; E cud=.35%
 ACCIAIO : B450C; ftk=5175. ; fyk=4500. ; Es=2100000. ;
 gs =1.15; fyd=3913. ; ftd(k*fyd)=4500. ; fud=4439.8; Eud=6.75%

TENSIONI E FESSURE MASSIME IN ESERCIZIO

GRUPPO : ordinario.
 CLS : Scls(rara)=224.1; Scls(quasi permanente)=168.1; fbd(esercizio)= 35.2
 ACCIAIO : Sacc(rara)=3600.; Coeff.Omogein.= 15
 FESSURE : Wdmax(fre.)=.4 ; Wdmax(q.p.)=.3 [4.1.2.2.4.5];
 kt=.4 [EN 1992-1 7.3.4].

SEZIONI UTILIZZATE

3) Sezione a T : 200/40X184/20; A=10560.; Jg=35868238.; E=346254.9

DESCRIZIONE CAMPATE

Cam.	Descriz.	S.ini	Sez.	S.fin	Incl.	L.assi	L.net.	lambda	K	r.Ar.	lam.max
1	A1	3	3	3	0	90.	90.	.489	.4	5.	40.69
2	A2	3	3	3	0	160.	135.	.87	1.5	1.4	40.283
3	A3	3	3	3	0	90.	40.	.489	1.5	1.4	40.283
4	A4	3	3	3	0	160.	110.	.87	1.5	1.488	42.799
5	A5	3	3	3	0	90.	40.	.489	1.5	1.628	46.821
6	A6	3	3	3	0	160.	110.	.87	1.5	1.628	46.821
7	A7	3	3	3	0	90.	40.	.489	1.5	5.	143.839
8	A8	3	3	3	0	160.	110.	.87	1.5	5.	143.839
9	A9	3	3	3	0	90.	40.	.489	1.3	5.	132.243

CASI DI CARICO DA MODELLO 3D

SLU			RARE			FREQUENTI			QUASI PERMANENTI		
Nome	Descrizione	Sest	Nome	Descrizione	Sest	Nome	Descrizione	Sest	Nome	Descrizione	Sest
1.	PP+GK	1.	3.	PP+GK	1.	4.	PP+GK	1.			

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

FLESSIONE:

Progressive	SE	Ar	Msd	Epscl	Epsac	Mrd	Epscl	Epsac	Cam	x/d	Mr/Ms	VE	
> 9.	9.	3.	1.	-6737029.	-.017	.036	-39813831	-.35	1.624	3.	.177	5.91	SI
45.	45.	3.	1.	-6805080.	-.017	.036	-39813831	-.35	1.624	3.	.177	5.851	SI
81.	81.	3.	2.	-6805080.	-.016	.029	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	7.025	SI
90.	90.	3.	2.	-6805080.	-.016	.029	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	7.025	SI
> 90.	0.	3.	2.	-18986173	-.046	.082	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	2.518	SI
90.	0.	3.	2.	5103142.	-.009	.095	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	2.898	SI
117.	27.	3.	2.	-23035196	-.056	.1	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	2.075	SI
117.	27.	3.	2.	6942961.	-.012	.129	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	2.13	SI
144.	54.	3.	2.	-27084218	-.067	.118	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	1.765	SI
144.	54.	3.	2.	8782780.	-.015	.163	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	1.684	SI
169.	79.	3.	2.	-29065843	-.072	.127	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	1.645	SI
169.	79.	3.	2.	10500632.	-.019	.196	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	1.409	SI
171.	81.	3.	2.	-29110620	-.072	.127	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	1.642	SI
171.	81.	3.	2.	10562475.	-.019	.197	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	1.4	SI
198.	108.	3.	2.	-29110620	-.072	.127	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	1.642	SI
198.	108.	3.	2.	10562475.	-.019	.197	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	1.4	SI
225.	135.	3.	2.	-29110620	-.072	.127	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	1.642	SI
225.	135.	3.	2.	10562475.	-.019	.197	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	1.4	SI
234.	144.	3.	2.	-29110620	-.072	.127	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	1.642	SI
234.	144.	3.	2.	10562475.	-.019	.197	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	1.4	SI
250.	160.	3.	2.	-29110620	-.072	.127	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	1.642	SI
250.	160.	3.	2.	10562475.	-.019	.197	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	1.4	SI
> 250.	0.	3.	2.	-29980217	-.075	.131	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	1.595	SI
250.	0.	3.	2.	10562475.	-.019	.197	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	1.4	SI
259.	9.	3.	2.	-29980217	-.075	.131	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	1.595	SI
259.	9.	3.	2.	10562475.	-.019	.197	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	1.4	SI
275.	25.	3.	2.	-29980217	-.075	.131	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	1.595	SI
275.	25.	3.	2.	10562475.	-.019	.197	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	1.4	SI
295.	45.	3.	2.	-29980217	-.075	.131	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	1.595	SI
295.	45.	3.	2.	10562475.	-.019	.197	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	1.4	SI
315.	65.	3.	2.	-29980217	-.075	.131	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	1.595	SI
315.	65.	3.	2.	10562475.	-.019	.197	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	1.4	SI
331.	81.	3.	2.	-29967651	-.075	.131	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	1.595	SI
331.	81.	3.	2.	10556266.	-.019	.197	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	1.401	SI
340.	90.	3.	2.	-29811520	-.074	.13	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	1.604	SI
340.	90.	3.	2.	10497289.	-.019	.196	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	1.409	SI
> 340.	0.	3.	2.	-22407509	-.054	.097	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	2.134	SI
340.	0.	3.	2.	9941661.	-.017	.184	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	1.488	SI
365.	25.	3.	2.	-22407509	-.054	.097	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	2.134	SI
365.	25.	3.	2.	9941661.	-.017	.184	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	1.488	SI
379.	39.	3.	2.	-22407509	-.054	.097	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	2.134	SI
379.	39.	3.	2.	9941661.	-.017	.184	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	1.488	SI
394.	54.	3.	2.	-22407509	-.054	.097	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	2.134	SI
394.	54.	3.	2.	9941661.	-.017	.184	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	1.488	SI

419.	79.	3.	2.	-22407509	-.054	.097	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	2.134	SI
419.	79.	3.	2.	9941661.	-.017	.184	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	1.488	SI
421.	81.	3.	2.	-22362712	-.054	.097	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	2.138	SI
421.	81.	3.	2.	9867402.	-.017	.183	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	1.499	SI
446.	106.	3.	2.	-21073562	-.051	.092	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	2.269	SI
446.	106.	3.	2.	9087694.	-.016	.168	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	1.628	SI
461.	121.	3.	2.	-19652511	-.047	.085	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	2.433	SI
461.	121.	3.	2.	9087694.	-.016	.168	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	1.628	SI
475.	135.	3.	2.	-18231460	-.044	.079	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	2.622	SI
475.	135.	3.	2.	9087694.	-.016	.168	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	1.628	SI
484.	144.	3.	2.	-17380322	-.042	.075	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	2.751	SI
484.	144.	3.	2.	9087694.	-.016	.168	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	1.628	SI
500.	160.	3.	2.	-15742753	-.037	.068	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	3.037	SI
500.	160.	3.	2.	9087694.	-.016	.168	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	1.628	SI
> 500.	0.	3.	2.	-7070260.	-.016	.031	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	6.762	SI
500.	0.	3.	2.	9087694.	-.016	.168	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	1.628	SI
509.	9.	3.	2.	-7070260.	-.016	.031	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	6.762	SI
509.	9.	3.	2.	9087694.	-.016	.168	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	1.628	SI
525.	25.	3.	2.	-7070260.	-.016	.031	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	6.762	SI
525.	25.	3.	2.	9087694.	-.016	.168	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	1.628	SI
545.	45.	3.	2.	-7070260.	-.016	.031	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	6.762	SI
545.	45.	3.	2.	9087694.	-.016	.168	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	1.628	SI
565.	65.	3.	2.	-7070260.	-.016	.031	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	6.762	SI
565.	65.	3.	2.	9087694.	-.016	.168	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	1.628	SI
581.	81.	3.	2.	-7062209.	-.016	.031	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	6.77	SI
581.	81.	3.	2.	9087694.	-.016	.168	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	1.628	SI
590.	90.	3.	2.	-6962189.	-.016	.03	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	6.867	SI
590.	90.	3.	2.	9087694.	-.016	.168	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	1.628	SI
> 590.	0.	3.	2.	-3711610.	-.009	.016	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	12.88	SI
590.	0.	3.	2.	9087694.	-.016	.168	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	1.628	SI
615.	25.	3.	2.	-3711610.	-.009	.016	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	12.88	SI
615.	25.	3.	2.	9087694.	-.016	.168	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	1.628	SI
629.	39.	3.	2.	-3711610.	-.009	.016	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	12.88	SI
629.	39.	3.	2.	9087694.	-.016	.168	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	1.628	SI
644.	54.	3.	2.	-3711610.	-.009	.016	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	12.88	SI
644.	54.	3.	2.	9087694.	-.016	.168	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	1.628	SI
669.	79.	3.	2.	-3711610.	-.009	.016	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	12.88	SI
669.	79.	3.	2.	9087694.	-.016	.168	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	1.628	SI
671.	81.	3.	2.	-3705402.	-.009	.016	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	12.9	SI
671.	81.	3.	2.	9019643.	-.016	.167	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	1.64	SI
696.	106.	3.	2.	-3526772.	-.008	.015	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	13.56	SI
696.	106.	3.	2.	7129343.	-.012	.132	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	2.075	SI
711.	121.	3.	2.	-3329866.	-.008	.014	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	14.36	SI
711.	121.	3.	2.	6049982.	-.011	.112	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	2.445	SI
725.	135.	3.	2.	-3132959.	-.007	.014	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	15.26	SI
725.	135.	3.	2.	4970621.	-.009	.092	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	2.976	SI
734.	144.	3.	2.	-3015022.	-.007	.013	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	15.86	SI
734.	144.	3.	2.	4324138.	-.008	.08	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	3.42	SI
750.	160.	3.	2.	-2788113.	-.006	.012	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	17.15	SI
750.	160.	3.	2.	3080321.	-.005	.057	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	4.802	SI
> 750.	0.	3.	2.	-3371465.	-.008	.015	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	14.18	SI
750.	0.	3.	2.	209674.	0.	.004	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	70.54	SI
759.	9.	3.	2.	-3380621.	-.008	.015	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	14.14	SI
759.	9.	3.	2.	248206.	0.	.005	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	59.59	SI
775.	25.	3.	2.	-3381358.	-.008	.015	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	14.14	SI
775.	25.	3.	2.	252262.	0.	.005	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	58.63	SI
795.	45.	3.	2.	-3381358.	-.008	.015	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	14.14	SI
795.	45.	3.	2.	252262.	0.	.005	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	58.63	SI
815.	65.	3.	2.	-3381358.	-.008	.015	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	14.14	SI
815.	65.	3.	2.	252262.	0.	.005	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	58.63	SI
831.	81.	3.	2.	-3381358.	-.008	.015	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	14.14	SI
831.	81.	3.	2.	252262.	0.	.005	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	58.63	SI
840.	90.	3.	2.	-3381358.	-.008	.015	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	14.14	SI
840.	90.	3.	2.	252262.	0.	.005	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	58.63	SI
> 840.	0.	3.	2.	-3248632.	-.007	.014	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	14.72	SI
840.	0.	3.	2.	252262.	0.	.005	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	58.63	SI
865.	25.	3.	2.	-3248632.	-.007	.014	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	14.72	SI
865.	25.	3.	2.	252262.	0.	.005	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	58.63	SI
879.	39.	3.	2.	-3248632.	-.007	.014	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	14.72	SI
879.	39.	3.	2.	252262.	0.	.005	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	58.63	SI
894.	54.	3.	2.	-3248632.	-.007	.014	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	14.72	SI
894.	54.	3.	2.	252262.	0.	.005	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	58.63	SI
919.	79.	3.	2.	-3248632.	-.007	.014	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	14.72	SI
919.	79.	3.	2.	252262.	0.	.005	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	58.63	SI
921.	81.	3.	2.	-3241699.	-.007	.014	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	14.75	SI
921.	81.	3.	2.	251468.	0.	.005	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	58.82	SI
946.	106.	3.	2.	-3042180.	-.007	.013	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	15.72	SI
946.	106.	3.	2.	229399.	0.	.004	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	64.48	SI
961.	121.	3.	2.	-2822246.	-.006	.012	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	16.94	SI
961.	121.	3.	2.	216798.	0.	.004	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	68.22	SI
975.	135.	3.	2.	-2602313.	-.006	.011	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	18.37	SI
975.	135.	3.	2.	204197.	0.	.004	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	72.43	SI

984.	144.	3.	2.	-2470584.	-.006	.011	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	19.35	SI
984.	144.	3.	2.	196649.	0.	.004	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	75.21	SI
1000.	160.	3.	2.	-2217140.	-.005	.01	-47808052	-.35	1.319	3.	.21	21.56	SI
1000.	160.	3.	2.	182128.	0.	.003	14790575.	-.227	6.75	2.	.033	81.21	SI
>1000.	0.	3.	2.	-840543.	!-.002	.004	-47808052	!-.35	1.319	3.	.21	56.88	SI
1000.	0.	3.	2.	111022.	!0.	.002	14790575.	!-.227	6.75	2.	.033	133.2	SI
1009.	9.	3.	2.	-840543.	!-.002	.004	-47808052	!-.35	1.319	3.	.21	56.88	SI
1009.	9.	3.	2.	111022.	!0.	.002	14790575.	!-.227	6.75	2.	.033	133.2	SI
1025.	25.	3.	2.	-840543.	!-.002	.004	-47808052	!-.35	1.319	3.	.21	56.88	SI
1025.	25.	3.	2.	111022.	!0.	.002	14790575.	!-.227	6.75	2.	.033	133.2	SI
1045.	45.	3.	2.	-840543.	!-.002	.004	-47808052	!-.35	1.319	3.	.21	56.88	SI
1045.	45.	3.	2.	111022.	!0.	.002	14790575.	!-.227	6.75	2.	.033	133.2	SI
1065.	65.	3.	1.	-840543.	!-.002	.004	-39813831	!-.35	1.624	3.	.177	47.37	SI
1065.	65.	3.	1.	111022.	!0.	.002	14794972.	!-.233	6.75	2.	.033	133.3	SI
1081.	81.	3.	1.	109912.	!0.	.002	14794972.	!-.233	6.75	2.	.033	134.6	SI
1090.	90.	3.	1.	99365.	!0.	.002	14794972.	!-.233	6.75	2.	.033	148.9	SI

TAGLIO:

Progressive	Se	Vsd	VRd	VRcd	VRsd	Asw	s	ctgT	Ve	
> 0.	0.	3.	-75612.	23604.	235150.	237652.	2.26	15.	2.5	SI
90.	90.	3.	-75612.	23604.	235150.	237652.	2.26	15.	2.5	SI
> 90.	0.	3.	-151224.	23604.	293757.	295745.	4.02	15.	1.75	SI
90.	0.	3.	68714.	23604.	293757.	295745.	4.02	15.	1.75	SI
250.	160.	3.	-151224.	23604.	293757.	295745.	4.02	15.	1.75	SI
250.	160.	3.	68714.	23604.	293757.	295745.	4.02	15.	1.75	SI
> 250.	0.	3.	-6898.	24228.	235150.	237652.	2.26	15.	2.5	SI
250.	0.	3.	81656.	24228.	235150.	237652.	2.26	15.	2.5	SI
259.	9.	3.	-6898.	24228.	235150.	237652.	2.26	15.	2.5	SI
259.	9.	3.	81656.	24228.	235150.	237652.	2.26	15.	2.5	SI
275.	25.	3.	-6898.	24228.	235150.	237652.	2.26	15.	2.5	SI
275.	25.	3.	81656.	24228.	235150.	237652.	2.26	15.	2.5	SI
340.	90.	3.	-6898.	24228.	235150.	237652.	2.26	15.	2.5	SI
340.	90.	3.	81656.	24228.	235150.	237652.	2.26	15.	2.5	SI
> 340.	0.	3.	-82510.	24228.	293757.	295745.	4.02	15.	1.75	SI
340.	0.	3.	99548.	24228.	293757.	295745.	4.02	15.	1.75	SI
365.	25.	3.	-82510.	24228.	293757.	295745.	4.02	15.	1.75	SI
365.	25.	3.	99548.	24228.	293757.	295745.	4.02	15.	1.75	SI
500.	160.	3.	-82510.	24228.	293757.	295745.	4.02	15.	1.75	SI
500.	160.	3.	99548.	24228.	293757.	295745.	4.02	15.	1.75	SI
> 500.	0.	3.	-6934.	24228.	235150.	237652.	2.26	15.	2.5	SI
500.	0.	3.	52311.	24228.	235150.	237652.	2.26	15.	2.5	SI
509.	9.	3.	-6934.	24228.	235150.	237652.	2.26	15.	2.5	SI
509.	9.	3.	52311.	24228.	235150.	237652.	2.26	15.	2.5	SI
525.	25.	3.	-6934.	24228.	235150.	237652.	2.26	15.	2.5	SI
525.	25.	3.	52311.	24228.	235150.	237652.	2.26	15.	2.5	SI
590.	90.	3.	-6934.	24228.	235150.	237652.	2.26	15.	2.5	SI
590.	90.	3.	52311.	24228.	235150.	237652.	2.26	15.	2.5	SI
> 590.	0.	3.	-75612.	24228.	293757.	295745.	4.02	15.	1.75	SI
590.	0.	3.	17893.	24228.	293757.	295745.	4.02	15.	1.75	SI
615.	25.	3.	-75612.	24228.	293757.	295745.	4.02	15.	1.75	SI
615.	25.	3.	17893.	24228.	293757.	295745.	4.02	15.	1.75	SI
750.	160.	3.	-75612.	24228.	293757.	295745.	4.02	15.	1.75	SI
750.	160.	3.	17893.	24228.	293757.	295745.	4.02	15.	1.75	SI
> 750.	0.	3.	-4789.	24228.	235150.	237652.	2.26	15.	2.5	SI
750.	0.	3.	9549.	24228.	235150.	237652.	2.26	15.	2.5	SI
759.	9.	3.	-4789.	24228.	235150.	237652.	2.26	15.	2.5	SI
759.	9.	3.	9549.	24228.	235150.	237652.	2.26	15.	2.5	SI
775.	25.	3.	-4789.	24228.	235150.	237652.	2.26	15.	2.5	SI
775.	25.	3.	9549.	24228.	235150.	237652.	2.26	15.	2.5	SI
840.	90.	3.	-4789.	24228.	235150.	237652.	2.26	15.	2.5	SI
840.	90.	3.	9549.	24228.	235150.	237652.	2.26	15.	2.5	SI
> 840.	0.	3.	-883.	24228.	293757.	295745.	4.02	15.	1.75	SI
840.	0.	3.	15407.	24228.	293757.	295745.	4.02	15.	1.75	SI
865.	25.	3.	-883.	24228.	293757.	295745.	4.02	15.	1.75	SI
865.	25.	3.	15407.	24228.	293757.	295745.	4.02	15.	1.75	SI
1000.	160.	3.	-883.	23604.	293757.	295745.	4.02	15.	1.75	SI
1000.	160.	3.	15407.	23604.	293757.	295745.	4.02	15.	1.75	SI
>1000.	0.	3.	-1234.	23604.	235150.	237652.	2.26	15.	2.5	SI
1000.	0.	3.	10846.	23604.	235150.	237652.	2.26	15.	2.5	SI
1009.	9.	3.	-1234.	23604.	235150.	237652.	2.26	15.	2.5	SI
1009.	9.	3.	10846.	23604.	235150.	237652.	2.26	15.	2.5	SI
1025.	25.	3.	-1234.	23604.	235150.	237652.	2.26	15.	2.5	SI
1025.	25.	3.	10846.	23604.	235150.	237652.	2.26	15.	2.5	SI
1090.	90.	3.	-1234.	23604.	235150.	237652.	2.26	15.	2.5	SI
1090.	90.	3.	10846.	23604.	235150.	237652.	2.26	15.	2.5	SI

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - RARE:

Progressive	Se	Ar	Momento	Scls	Sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	Wd	Ve
-------------	----	----	---------	------	------	----	-------	------	--------	----	----

>	9.	9.	3.	1.	-430988.!	-1.9	49.	62.83	31.25	.0014	47.42	.007	SI
	45.	45.	3.	1.	-2268360.!	-10.1	257.8	62.83	31.25	.0074	47.42	.035	SI
	90.	90.	3.	2.	-4536720.!	-18.8	420.8	76.4	27.92	.012	38.53	.046	SI
	250.	160.	3.	2.	-19407080.!	-80.4	1800.2	76.4	27.92	.0514	38.53	.198	SI
	250.	160.	3.	2.	7041650.!	-20.6	2764.	18.1	55.38	.079	56.95	.45	SI
>	250.	0.	3.	2.	-19986812.!	-82.8	1854.	76.4	27.92	.053	38.53	.204	SI
	250.	0.	3.	2.	7041650.!	-20.6	2764.	18.1	55.38	.079	56.95	.45	SI
	340.	90.	3.	2.	-15767908.!	-65.4	1462.6	76.4	27.92	.0418	38.53	.161	SI
	340.	90.	3.	2.	6627774.!	-19.4	2601.6	18.1	55.38	.0743	56.95	.423	SI
>	340.	0.	3.	2.	-14938339.!	-61.9	1385.7	76.4	27.92	.0396	38.53	.153	SI
	340.	0.	3.	2.	6627774.!	-19.4	2601.6	18.1	55.38	.0743	56.95	.423	SI
	500.	160.	3.	2.	-5149428.!	-21.3	477.7	76.4	27.92	.0136	38.53	.053	SI
	500.	160.	3.	2.	6058463.!	-17.7	2378.1	18.1	55.38	.0679	56.95	.387	SI
>	500.	0.	3.	2.	-4713507.!	-19.5	437.2	76.4	27.92	.0125	38.53	.048	SI
	500.	0.	3.	2.	6058463.!	-17.7	2378.1	18.1	55.38	.0679	56.95	.387	SI
	545.	45.	3.	2.	6058463.!	-17.7	2378.1	18.1	55.38	.0679	56.95	.387	SI
	590.	90.	3.	2.	-2589355.!	-10.7	240.2	76.4	27.92	.0069	38.53	.026	SI
	590.	90.	3.	2.	6058463.!	-17.7	2378.1	18.1	55.38	.0679	56.95	.387	SI
>	590.	0.	3.	2.	-2474406.!	-10.3	229.5	76.4	27.92	.0066	38.53	.025	SI
	590.	0.	3.	2.	6058463.!	-17.7	2378.1	18.1	55.38	.0679	56.95	.387	SI
	750.	160.	3.	2.	-1677364.!	-7.	155.6	76.4	27.92	.0044	38.53	.017	SI
>	750.	0.	3.	2.	-2006817.!	-8.3	186.2	76.4	27.92	.0053	38.53	.02	SI
	840.	90.	3.	2.	-2254239.!	-9.3	209.1	76.4	27.92	.006	38.53	.023	SI
	840.	90.	3.	2.	168175.!	-.5	66.	18.1	55.38	.0019	56.95	.011	SI
>	840.	0.	3.	2.	-2165755.!	-9.	200.9	76.4	27.92	.0057	38.53	.022	SI
	840.	0.	3.	2.	168175.!	-.5	66.	18.1	55.38	.0019	56.95	.011	SI
	1000.	160.	3.	2.	-650743.!	-2.7	60.4	76.4	27.92	.0017	38.53	.007	SI
	1000.	160.	3.	2.	74015.!	-.2	29.1	18.1	55.38	.0008	56.95	.005	SI
>1000.	0.	3.	2.	-560362.!	-2.3	52.	76.4	27.92	.0015	38.53	.006	SI	
	1000.	0.	3.	2.	74015.!	-.2	29.1	18.1	55.38	.0008	56.95	.005	SI
	1090.	90.	3.	1.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	SI

ARMATURE LONGITUDINALI (%=100*Af/Acls - Acls=area intera sezione)

Nro	Totale	%	Super.	%	Barre	Infer.	%	Barre
1	80.93	.766	62.83	.595	10d20 +10d20	18.1	.171	3d24 +2d12 +2d12
2	94.5	.895	76.4	.724	3d24 +10d20 +10d20	18.1	.171	3d24 +2d12 +2d12

7.7 BARRIERA DI SICUREZZA SU CORDOLO IN C.A. DELL'IMPALCATO

Si considera la barriera di sicurezza tipo "H4-bordo ponte per manufatto W4" - sez. tubolare 120x80/5mm, interasse pali $i_p = 150$ cm .

Si verifica l'azione dell'urto veicolare che andrà a colpire la barriera di sicurezza.

Si considera un veicolo con ingombro pari a 12 metri che urti la barriera in direzione ortogonale ad essa. Si considerano investiti dall'urto, a favore di sicurezza, i soli pali della barriera contenuti entro l'ingombro dei 12 metri, escludendo la capacità dissipativa per deformazione della barriera stessa in senso longitudinale. Quindi:

$$n^\circ \text{ pali} = L / i_p = 1200 / 150 = n^\circ 8 \text{ pali investiti dall'urto veicolare.}$$

Si fissa l'altezza d'urto a circa 0.60m dall'estradosso del piano viario.

Si determina la massima forza orizzontale che può essere "assorbita" dal singolo palo della barriera nella situazione limite di plasticizzazione sulla sezione di attacco a terra.

sez. palo tubolare 120x80/5mm : 120x80/5mm

$$W_{pl} \approx 73.69 \text{ cm}^3$$

$$60 \cdot F_{x,\max \text{ veic.}} = M_{pl} = f_{yd} \cdot W_{pl}$$

Si ottiene, sul singolo palo:

$$F_{x,\max \text{ veic.}} = 3377 \text{ daN/palo}$$

Sull'ipotetico ingombro veicolare $L=1200\text{cm}$, la massima forza assorbita dalla barriera risulta (su n° 8 pali complessivi):

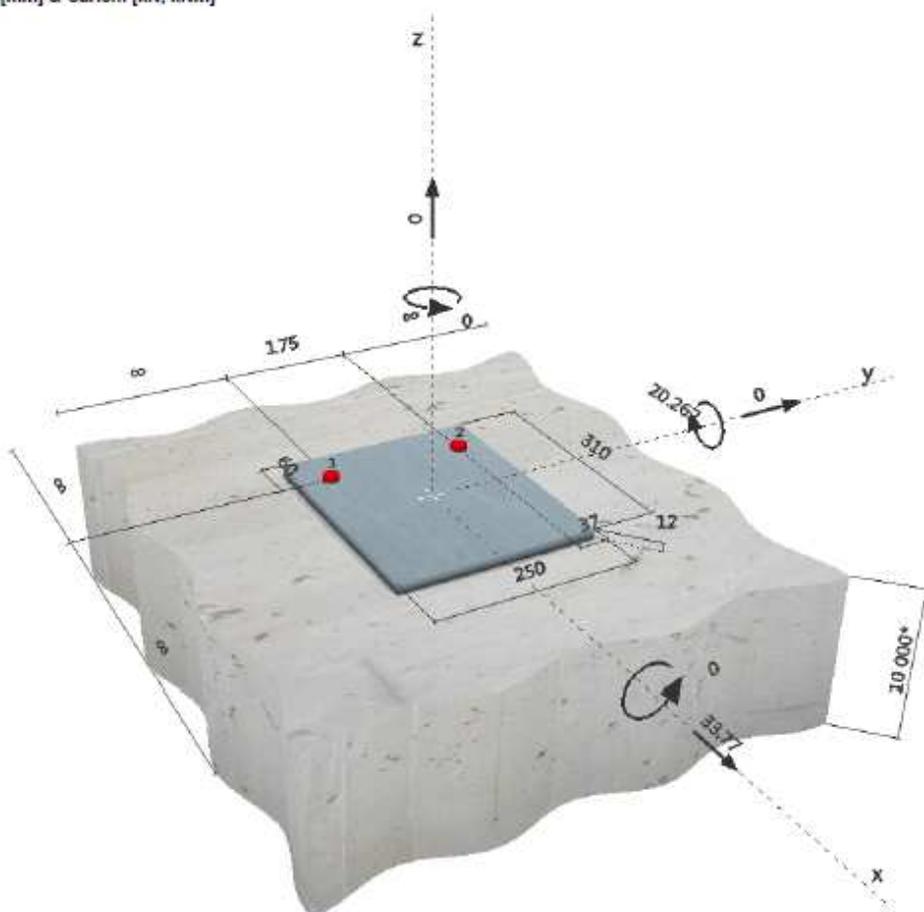
$$F_{x,\max \text{ veic.}} \cdot n^\circ \text{ pali} = 3377 \cdot 8 = 27016 \text{ daN} = 270.16 \text{ kN}$$

Si riporta nel seguito la verifica dell'attacco della piastra di base precollegata al palo della barriera e soggetta al massimo sforzo orizzontale $F_{x,\max \text{ veic.}} = 3377 \text{ daN}$, ad un'altezza dal suolo $H= 60\text{cm}$. L'ancoraggio alla soletta dell'impalcato è costituito da n° 2 bulloni M20 classe 8.8 disposti in linea ad una distanza pari a $d \approx 175\text{mm}$, lunghezza di ancoraggio nel getto $L \geq 240\text{mm}$. L'ancoraggio avverrà con ancorante chimico epossidico equivalente ad HILTY HY-200 o superiore. Altri parametri geometrici possono essere desunti dalle seguenti immagini o direttamente dal fornitore delle barriere di sicurezza. In questa sede si accenna al fatto che la barriera è progettata per assorbire l'urto veicolare, deformando con alta capacità energetica dissipativa. Esula dalla presente relazione lo studio nel dettaglio di tale comportamento: si rimanda per i dettagli ai controlli e alle prove sperimentali fornite dal costruttore delle barriere.

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante:	HIT-HY 200-A + HIT-V (8.8) M20	
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef,eff} = 239$ mm ($h_{ef,lim} = 400$ mm)	
Materiale:	8.8	
Certificazione No.:	ETA 11/0493	
Emesso l Valido:	08/08/2012 23/12/2016	
Prova:	metodo di calcolo ETAG BOND (EOTA TR 029)	
Fissaggio distanziato:	$e_b = 0$ mm (Senza distanziamento); $t = 12$ mm	
Piastra d'ancoraggio:	$l_x \times l_y \times t = 310$ mm x 250 mm x 12 mm; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)	
Profilo:	nessun profilo	
Materiale base:	fessurato calcestruzzo, C30/37, $f_{ct} = 37.00$ N/mm ² ; $h = 10000$ mm, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C	
Installazione:	Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto	
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature ≥ 150 mm (qualunque \emptyset) o ≥ 100 mm ($\emptyset \leq 10$ mm) senza armatura di bordo longitudinale	

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

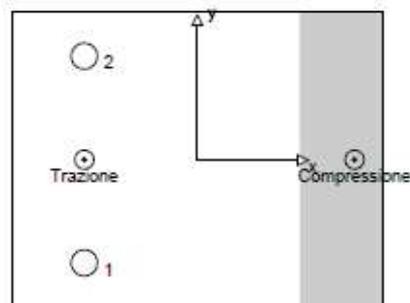
Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	44.673	16.981	16.981	0.000
2	44.562	16.789	16.789	0.000

Compressione max. nel calcestruzzo: 0.35 [‰]
 Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: 10.42 [N/mm²]
 risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(-95/0): 89.235 [kN]
 risultante delle forze di compressione (x/y)=(132/0): 89.235 [kN]



3 Carico di trazione (EOTA TR 029, Sezione 5.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo p_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	44.673	130.667	35	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	89.235	90.742	99	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	89.235	111.808	80	OK
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

3.1 Rottura dell'acciaio

$N_{Rk,a}$ [kN]	$\gamma_{M,a}$	$N_{Rk,d}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
196.000	1.500	130.667	44.673

3.2 Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$\tau_{Rk,cor,25}$ [N/mm ²]	$s_{cr,N}$ [mm]	$c_{cr,N}$ [mm]	c_{min} [mm]
540976	426687	20.00	653	327	∞
ν_c	$\tau_{Rk,c}$ [N/mm ²]	k	$\nu_{a,N}$	$\nu_{b,N}$	
1.000	8.00	2.300	1.151	1.073	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\nu_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\nu_{ec2,N}$	$\nu_{b,N}$	$\nu_{re,N}$
0	1.000	0	1.000	1.000	1.000
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$N_{Rk,d}$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rk,p}$ [kN]	N_{Ed} [kN]	
120.135	163.336	1.800	90.742	89.235	

3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	$\nu_{b,N}$	$\nu_{re,N}$	k_1
639564	514089	359	717			
$e_{c1,N}$ [mm]	$\nu_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\nu_{ec2,N}$	$\nu_{b,N}$	$\nu_{re,N}$	
0	1.000	0	1.000	1.000	1.000	7.200
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rk,p}$ [kN]	N_{Ed} [kN]			
161.819	1.800	111.808	89.235			

4 Carico di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.3)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	16.981	78.400	22	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	33.770	217.521	16	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione **	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
98.000	1.250	78.400	16.981

4.2 Rottura per pryout (adesione)

$A_{p,N}$ [mm ²]	$A_{p,N}^0$ [mm ²]	$\tau_{Rk,Ed,25}$ [N/mm ²]	$c_{cr,Np}$ [mm]	$s_{cr,Np}$ [mm]	c_{min} [mm]
540976	428667	20.00	327	653	∞
v_c	$\tau_{Rk,Ed}$ [N/mm ²]	k	k-factor	$\sqrt{s_{cr,Np}^0}$	$V_{Ed,Np}$
1.000	6.00	2.300	2.000	1.151	1.073
$v_{s,Np}$	$e_{c1,v}$ [mm]	$v_{ec1,Np}$	$e_{c2,v}$ [mm]	$v_{ec2,Np}$	$v_{s,Np}$
1.000	0	1.000	1	0.998	1.000
$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,c1}$ [kN]	V_{Ed} [kN]	
120.135	163.141	1.500	217.521	33.770	

5 Carichi combinati di trazione e di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.4)

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0.983	0.217	1.000	100	OK

$(\beta_N + \beta_V) / 1.2 \leq 1$

7.8 BARRIERA ANTIRUMORE SU CORDOLO DI BORDO IN C.A. DELL'IMPALCATO

Con riferimento a §7.1.3.4 si considera la situazione più gravosa con pressione del vento pari a 157 daN/mq agente perpendicolarmente sulla barriera antirumore.

La barriera è costituita da montanti verticali in profili HEA160, altezza H=300cm, posti ad interasse i=300cm.

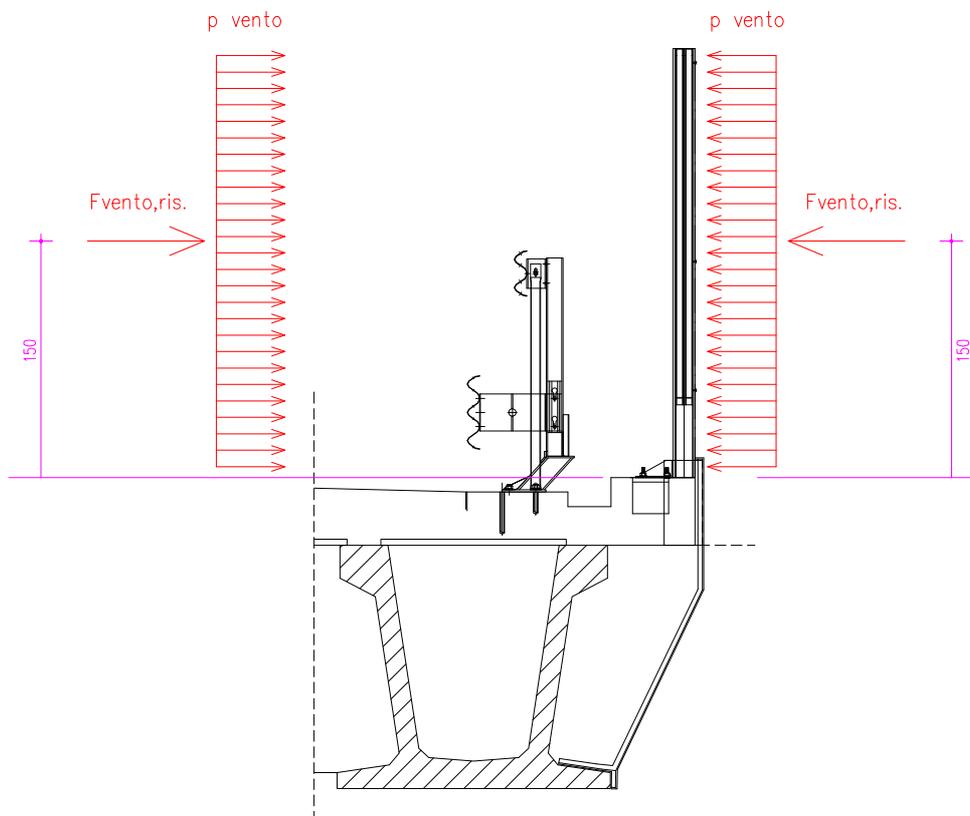
Vale:

$$F_{\text{vento,ris}} = \pm 157 \cdot 3 \cdot 3 = \pm 1413 \text{ daN}$$

L'attacco a terra del palo HEA160 è costituito da una piastra presaldata ad esso a completa penetrazione e ripristino di resistenza. Sui bordi della canaletta di scolo sono fissati nel getto dei profili a "T" 80x80/10mm; questi ultimi saranno presaldati in officina a tronchetti di bulloni M16 classe 8.8.

La piastra di base del profilo HEA160 sarà serrata sui tronchetti M16 emergenti dai profili a "T" mediante dadi con serraggio classe 8.8.

Si rimanda per i dettagli alla specifica tavola strutturale allegata.



Si riporta nel seguito il tabulato di verifica, secondo NTC 08 della piastra di base della barriera antirumore e dei bulloni M16.

VERIFICA TENSIONALE BULLONATURA - METODO DEGLI STATI LIMITE (NTC 2008)

UNITA' DI MISURA: [daN] ; [daNcm] ; [daN/cm2] ; [mm]

Piastra		
B	H	Sp
140	330	10

BULLONI									
Num	X	Y	Fi	Area	um.	X	Y	Fi	Area
1	45	42	16	155.87	3	45	295	16	155.87
2	-45	42	16	155.87	4	-45	295	16	155.87

MATERIALI		
Acciaio S 275 (Fe 430)		Classe viti 8.8
fd s<40mm	fd 40mm<s<80mm	fd
2619	2428.6	6400

SOLLECITAZIONI AGENTI E STATO TENSIONALE

Combinazione di sollecitazioni agenti Sol1 1

N = -270	Ty = 1413	Tz = 0
Mt = 0	My = 0	Mz = -211950

Verifica bulloni

Co-1, Co-2: NTC 2008, 4.2.8.1.1 formula (4.2.65)

Num	Fv,Ed	Fv,Rd	Fb,Rd	Ft,Ed	Ft,Rd	Bp,Rd	Co-1	Co-2	Ver
1	353.2	5985.3	10958.5	95	8978	15562.2	0.07	0.01	SI'
2	353.2	5985.3	10958.5	95	8978	15562.2	0.07	0.01	SI'
3	353.2	5985.3	9132.1	3578.9	8978	15562.2	0.34	0.4	SI'
4	353.2	5985.3	9132.1	3578.9	8978	15562.2	0.34	0.4	SI'

Compressione massima sulla piastra

Sig	fd	Ver
-310.1	2619	SI'

NODO VERIFICATO IN BASE ALLA COMB. DI SOLLECITAZIONI AGENTI Sol1 1

Combinazione di sollecitazioni agenti Sol1 2

```

-----
N = -270          Ty = -1413          Tz = 0
Mt = 0           My = 0              Mz = 211950

```

Verifica bulloni

Co-1, Co-2: NTC 2008, 4.2.8.1.1 formula (4.2.65)

Num	Fv,Ed	Fv,Rd	Fb,Rd	Ft,Ed	Ft,Rd	Bp,Rd	Co-1	Co-2	Ver
1	353.2	5985.3	10958.5	3836.2	8978	15562.2	0.36	0.43	SI'
2	353.2	5985.3	10958.5	3836.2	8978	15562.2	0.36	0.43	SI'
3	353.2	5985.3	9132.1	11.3	8978	15562.2	0.06	0	SI'
4	353.2	5985.3	9132.1	11.3	8978	15562.2	0.06	0	SI'

Compressione massima sulla piastra

Sig	fd	Ver
-332.2	2619	SI'

NODO VERIFICATO IN BASE ALLA COMB. DI SOLLECITAZIONI AGENTI Sol1 2

7.9 BAGGIOLI

La presente verifica si riferisce a tutti i baggioli che andranno realizzati sia come ferri d'armatura e getto di cls, sia a quelli che hanno armature esistenti, ma da integrare prima del getto.

I baggioli hanno dimensione minima in pianta 75x75 cm ed altezza variabile.

In fase di revisione progettuale la luce dell'impalcato risulta analoga a quanto calcolato in precedenza.

La sollecitazione assiale massima sul singolo appoggio risulta:

$$F_{z,max} \{ g1 + g2 + g3 + [Qik + qik] \} = 163055 \text{ daN} \approx 165000 \text{ daN.}$$

Per la verifica dei baggioli ci si riferisce a quanto riportato in: "C.A. & C.A.P.: Calcolo di Progetto e Tecniche Costruttive – Vol. II – Fritz Leonhardt – Edizioni Tecniche ET – 1975".

Si determinano le tensioni orizzontali di trazione $\sigma_y = \sigma_z$ nel prisma e si calcolano le forze totali di fenditura in ognuno dei due piani assiali x0y e x0z in funzione del rapporto d/a tra la dimensione "d" del lato baggiolo e la dimensione "a" del lato appoggio.

Si ottiene:

$$a = 65 \text{ cmd} = 75 \text{ cm}$$

$$P = 165000 \text{ daN}$$

$$\rho = 165000 / (65 \cdot 65) = 39.05 \text{ daN/cm}^2$$

Da fig. 3 riportata a pagina seguente si ha:

$$\sigma_{y,\max} / \rho = 0.22 \quad \text{per } x/d = 0.35$$

Da cui:

$$\sigma_{y,\max} = 0.22 \cdot 39.05 = 8.591 \text{ daN/cm}^2 = 0.859 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{y,\max} \ll [f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.09 \text{ N/mm}^2]$$

Tale valore dello sforzo unitario di trazione risulta ampiamente inferiore della resistenza a trazione assiale semplice del calcestruzzo, avendosi un coefficiente di sicurezza:

$$\gamma = 3.09 / 0.859 = 3.59$$

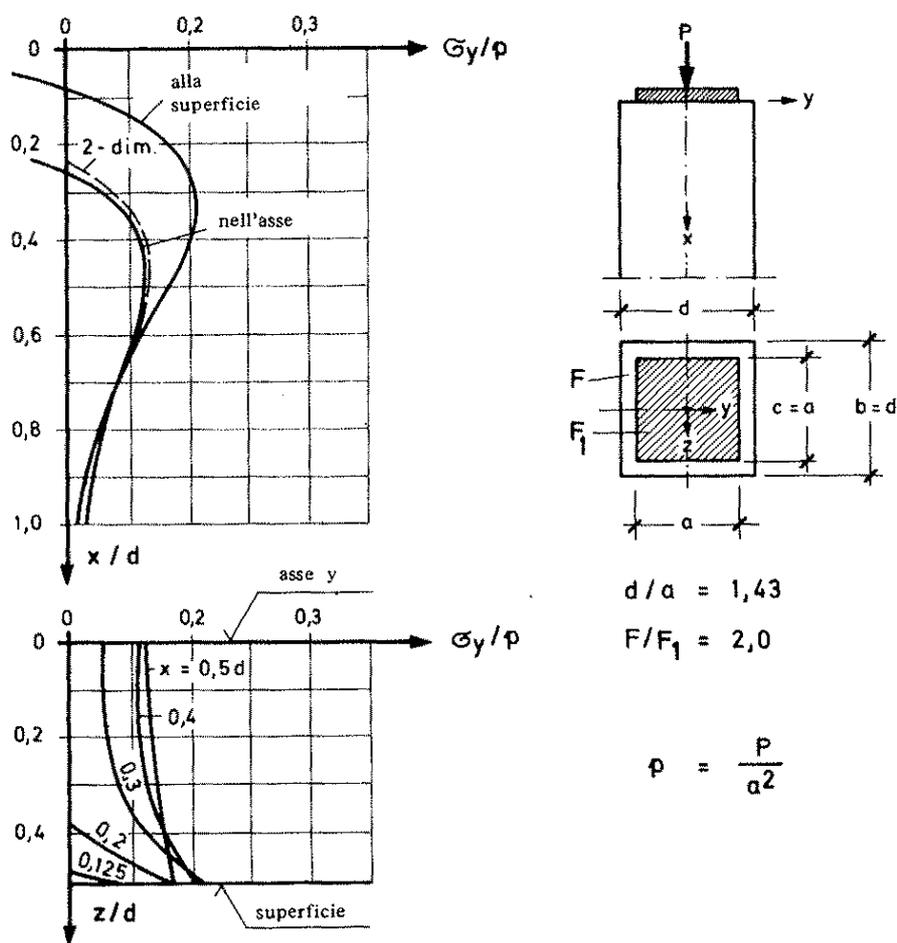


Figura 3

La somma delle forze di fenditura in ognuno dei due piani assiali xy e xz risulta, in forma approssimata:

$$Z_y = Z_z \approx 0.25 \cdot P \cdot (1-a/d)$$

Da cui:

$$Z_y = Z_z = 0.25 \times 165000 \cdot (1 - 65/75) = 5499 \text{ daN}$$

L'area d'acciaio complessiva vale:

$$A_a = 5499 / 2000 = 2.75 \text{ cm}^2$$

La trazione σ_y risulta massima ad una profondità $x = 0.35 \cdot d = 0.35 \cdot 75 = 26 \text{ cm}$, entro quindi l'altezza del prisma di baggio (h = 48 cm); alla base del prisma si ha:

$$x = 48 \text{ cm} \quad d = 75 \text{ cm} \quad \Leftrightarrow \quad x/d = 0.64$$

$$\text{da cui } \sigma_y / \rho = 0.11$$

$$\text{e quindi } \sigma_y = 0.11 \cdot 39.05 \approx 4.295 \text{ daN/cm}^2 = 0.429 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_y \ll [f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.09 \text{ N/mm}^2]$$

Si dispongono 7+7 Φ 16 forchette incrociate.

7.9.1 VERIFICA A PRESSOFLESSIONE E TAGLIO

Si esegue la verifica della sezione del baggio a pressoflessione e taglio:

$$N = 165000 \text{ daN}$$

$$h = 48 \text{ cm}$$

$$M = 165000 \cdot 48 = 7920000 \text{ daNcm}$$

$$N_{SLU} = 1.5 \cdot N = 247500 \text{ daN}$$

$$M_{SLU} = 1.5 \cdot M = 10455000 \text{ daNcm}$$

La verifica si esegue mediante il modulo di verifica sezione del programma di calcolo; si riporta di seguito il tabulato di verifica prodotto dal programma stesso.

Sezione: 75 x 75 cm

Armatura: 7+7 Φ 16 forchette (nb=2); tot. 28 ϕ 16

Descrizione : Sezione in C.A.

Nome lavoro : S2115B
 Nome file : verifica baggiolo.VSE
 Tipo verifica : stati limite - pressoflessione deviata.
 Unità di misura generiche: daN; cm; daNcm; daN/cm2; d in mm; deformazioni*1000.
 ferri : diametri in mm; aree in cm2.

Simboli:
 Vert. = contorno_vertice del CLS; d = diametro;
 S = Sigma (tensioni sui materiali);
 D = Deformazioni x 1000 (epsilon);
 Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 400. ; fck = 332. ; fcd = 188.13 (.35%)
 Acciaio : Tipo= B450C ; ftk = 4500. ; fyk = 4500. ; ftd = 3913.04 (6.75%)

SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls:		Acciaio lento:					
vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm2]
1- 1	-37.5	0.	1	22.3	71.	16.	2.0106
1- 2	-37.5	75.	2	11.2	71.	16.	2.0106
1- 3	37.5	75.	3	0.	71.	16.	2.0106
1- 4	37.5	0.	4	-11.2	71.	16.	2.0106
			5	-22.3	71.	16.	2.0106
			6	22.3	4.	16.	2.0106
			7	11.2	4.	16.	2.0106
			8	0.	4.	16.	2.0106
			9	-11.2	4.	16.	2.0106
			10	-22.3	4.	16.	2.0106
			11	33.5	71.	16.	2.0106
			12	33.5	59.8	16.	2.0106
			13	33.5	48.7	16.	2.0106
			14	33.5	37.5	16.	2.0106
			15	33.5	26.3	16.	2.0106
			16	33.5	15.2	16.	2.0106
			17	33.5	4.	16.	2.0106
			18	-33.5	71.	16.	2.0106
			19	-33.5	59.8	16.	2.0106
			20	-33.5	48.7	16.	2.0106
			21	-33.5	37.5	16.	2.0106
			22	-33.5	26.3	16.	2.0106
			23	-33.5	15.2	16.	2.0106
			24	-33.5	4.	16.	2.0106
			25	33.5	68.2	16.	2.0106
			26	-33.5	68.7	16.	2.0106
			27	33.5	6.3	16.	2.0106
			28	-33.5	7.	16.	2.0106

SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 37.5 (baricentro CLS)
 Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.
 N. | N | Mz | My | Sollecitaz. ultima calcolata (MRd/Msd)
 1 | -247500. | 10455000. | 0. | Mz+:13150464./10455000.=1.2578

RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz * y +muy * z + lam):

Sol.	muz	muy	lambda
1.	-.00004133219	-.00000002807	.00167971423

Deformazioni massime sui materiali:

Cls				Acciaio lento				
sol	vert.	D cls	S cls	Ve	ferro	D ferri	S ferri	Ve
1	1- 3	-1.4213	-172.4	si	24.	1.5153	3182.2	si

Verifica a taglio:

$$H_{\max} = F_{\text{sisma imp., X}} / \text{appoggio fisso} = 71330 \text{ daN}$$

sezione : B x H = 75 x 75 cm

$$A_s = A_s' = 7 + 7 \phi 16$$

staffe: 1 $\phi 12 / 10$

Verifica taglio alla base della spalla (rif. p.to 4.1.2.1.3 NTC08):

$$N_{Ed} = -247500 \text{ daN}$$

$$V_{Ed} = 71330 \text{ daN}$$

$$V_{Rd} = 60564 \text{ daN}$$

$$V_{Ed} > V_{Rd} \quad (\text{necessaria armatura a taglio aggiuntiva})$$

$$V_{RSd} = 141396 \text{ daN}$$

$$V_{Rcd} = 191810 \text{ daN}$$

$$V_{Ed} < \min \{ V_{RSd}; V_{Rcd} \} \quad (\text{verificato})$$

7.10 APPARECCHI D'APPOGGIO

7.10.1 PREMESSE

Si è applicata, per la scelta degli appoggi da utilizzare, l'Istruzione Tecnica 44/E; nella Tabella di pag. 16/83, per impalcati ferroviari aventi luce > 10 m, per linee a doppio binario con vincolo isostatico prescrive l'utilizzo di appoggi in acciaio -ptfe con $\phi = 3^\circ$ (rotazione d'appoggio).

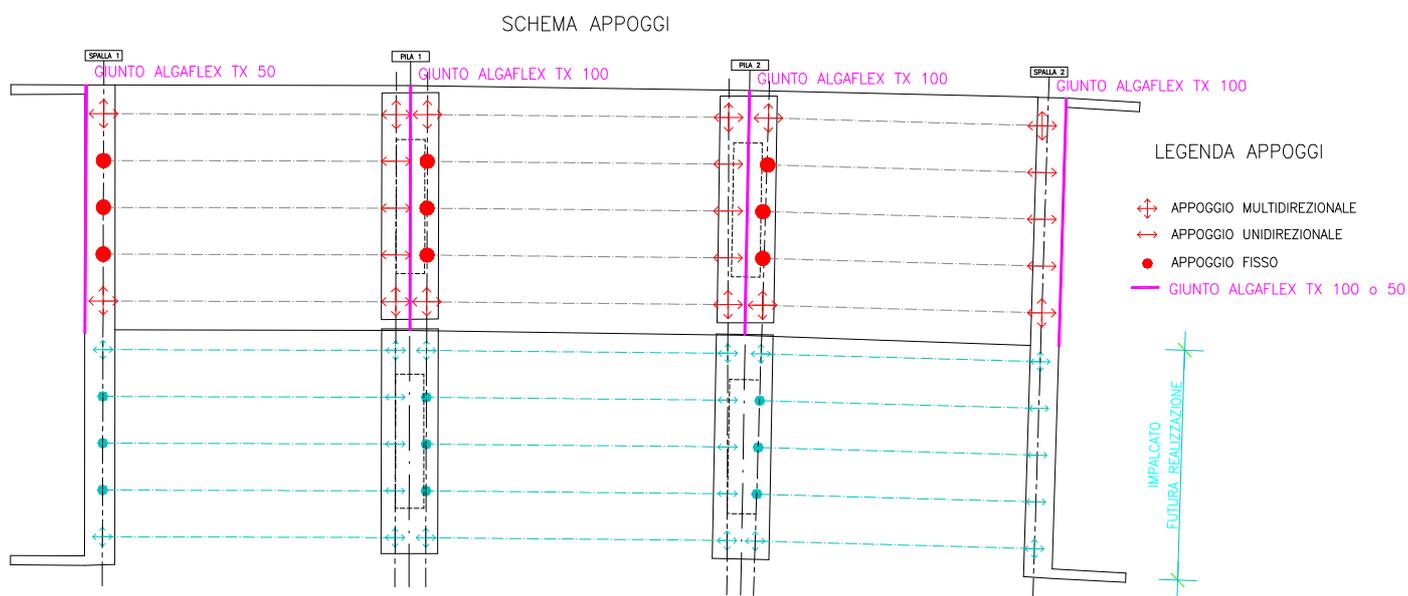
Per le disposizioni degli apparecchi di appoggio sono stati adottati gli schemi di vincolo di cui alla tabella di pag. 17/83 della 44/E.

Gli schemi di vincolo degli appoggi per le varie campate ed i carichi verticali e orizzontali a cui dovranno essere sottoposti gli appoggi sono riportati nella figura seguente.

La sollecitazione assiale massima su ciascun appoggio risulta, da calcolo:

$$N(z)_{\text{tot}} = N(z)_{\text{p.p.+permanenti}} + N(z)_{\text{carichi mobili}} = 100820 + 62240 = 163060 \text{ daN.}$$

La verifica degli apparecchi di appoggio viene pertanto eseguita con tale valore oltre alle relative sollecitazioni sismiche correlate alle azioni permanenti.



		APPOGGI		
		FISSI	UNIDIREZIONALI	MULTIDIREZIONALI
		[daN]	[daN]	[daN]
p.p. + perm.	N(z)	100820	100820	100820
carichi mobili	N(z)	62240	62240	62240
vento	H(y)	4130	4130	//
frenamento	H(x)	26350	//	//
sisma	H(x)	71330	//	//
sisma	H(y)	8050	32180	//

7.10.2 CARATTERISTICHE DEGLI APPARECCHI D'APPOGGIO

Si impiegheranno apparecchi d'appoggio in acciaio/PTFE tipo SFEROPOL/FIP per gli appoggi fissi, unidirezionali e multidirezionali.

- 1) APPOGGI FISSI TIPO SFEROPOL/FIP SF115-72

(carico verticale massimo : $V_{SLU} = 1150 \text{ kN}$; carico orizz. : $H_{SLU} = 720 \text{ kN}$; angolo di rotazione massimo : $\alpha = \pm 3^\circ$);

- 2) APPOGGI UNIDIREZIONALI LONGITUDINALI TIPO SFEROPOL/FIP SU115/100-35

(carico verticale massimo : $V_{SLU} = 1150$ kN; carico orizz. trasv. : $H_{SLU} = 350$ kN; angolo di rotazione massimo : $\alpha = \pm 3^\circ$; scorrimento trasversale : $St = \pm 50$ mm) ;

3) APPOGGI MULTIDIREZIONALI TIPO SFEROPOL/FIP SM115/100/50

(carico verticale massimo : $V_{SLU} = 1150$ kN; angolo di rotazione massimo : $\alpha = \pm 3^\circ$; scorrimento longitudinale : $Sl = \pm 50$ mm ; scorrimento trasversale : $St = \pm 25$ mm) .

Per i dettagli si rimanda all'elaborato specifico allegato in progetto cod. SF ST115 (Giunti e Apparecchi d'Appoggio)..

7.11 GIUNTI DI DILATAZIONE

Per gli impalcati si adottano giunti di pavimentazione realizzati con neoprene armato, rinforzato con inserti metallici vulcanizzati.

Si impiegheranno giunti adatti ad assorbire scorrimenti degli impalcati sino a 100mm (± 50 mm), sia su pile che sulla seconda spalla, tranne che per la prima spalla, in corrispondenza della quale si adotterà, comunque prudenzialmente, un giunto di pavimentazione adatto ad assorbire scorrimenti degli impalcati sino a 50 mm (± 25 mm).

Si riportano nel seguito le descrizioni dei giunti impiegati.

1) GIUNTO DI DILATAZIONE TIPO GP O SIMILARE “A PETTINE” IN ACCIAIO CORTEN

Si tratta di fornitura e posa in opera di giunto di dilatazione ed impermeabilità originale tipo GP O SIMILARE “A PETTINE” IN ACCIAIO CORTEN – adatto per assorbire scorrimenti degli impalcati fino a 100 mm (± 50) – Illustrato nei disegni riportati nella tavola strutturale allegata.

2) GIUNTO DI DILATAZIONE TIPO GP O SIMILARE “A PETTINE” IN ACCIAIO CORTEN

Si tratta di fornitura e posa in opera di giunto di dilatazione ed impermeabilità originale tipo GP O SIMILARE “A PETTINE” IN ACCIAIO CORTEN – adatto per assorbire scorrimenti degli impalcati fino a 50 mm (± 25) – Illustrato nei disegni riportati nella tavola strutturale allegata.

Uno sbalzo termico di 40° C (estate/inverno) provoca una dilatazione/contrazione di:

$$\Delta l = \pm \alpha l \Delta t^{\circ} = \pm 10^{-5} \cdot 3435 \cdot 40 = \pm 1.374 \text{ cm.}$$

Il ritiro finale della soletta può, a favore di sicurezza trascurata la collaborazione con le travi in c.a.p., essere considerato pari a:

$$\varepsilon_{\text{rit}} = 0.30 \cdot 10^{-3}$$

e quindi:

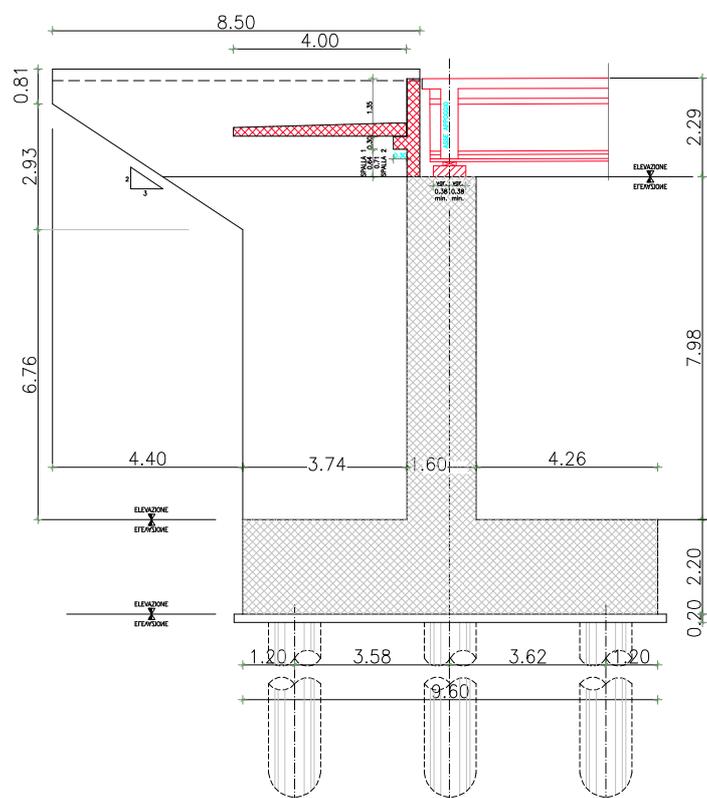
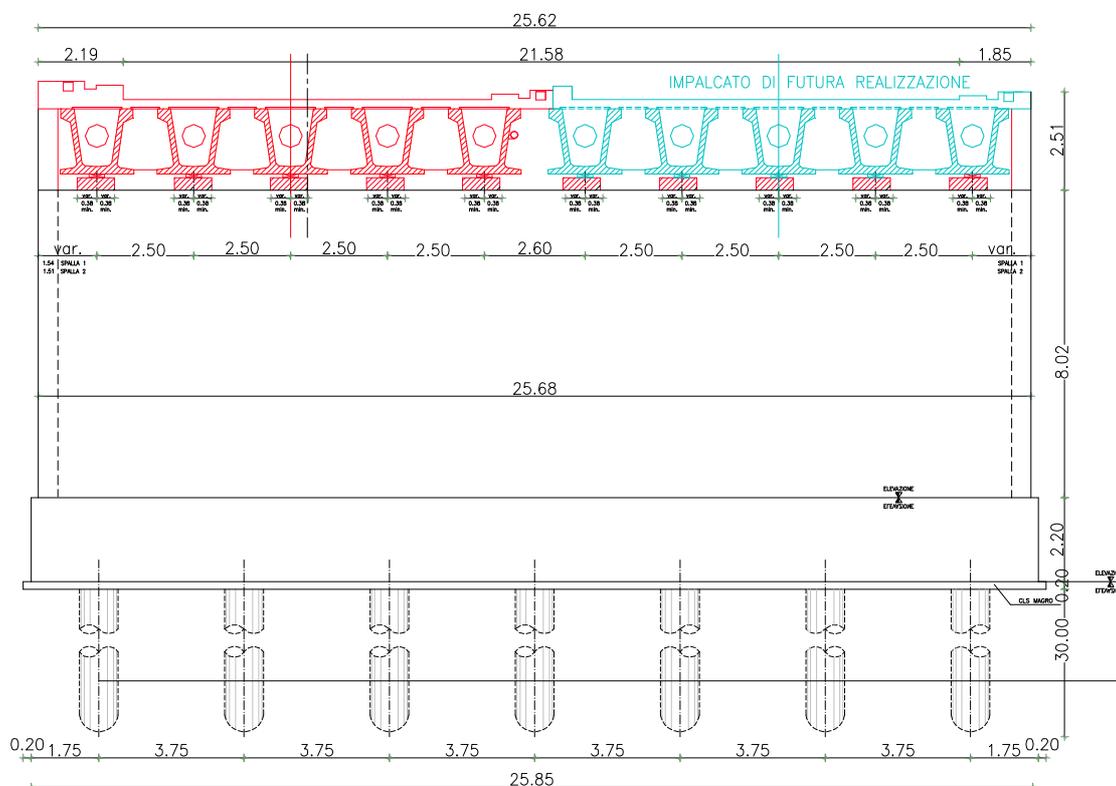
$$\Delta l_{\text{rit}} = 0.30 \cdot 10^{-3} \cdot 3435 = 1.0305 \text{ cm.}$$

Tenuto conto solo della sovrapposizione tra contrazione termica e ritiro si ha l'escursione di:

$$\Delta l_{\text{tot}} = 1.374 + 1.0305 = 2.4045 \text{ cm.}$$

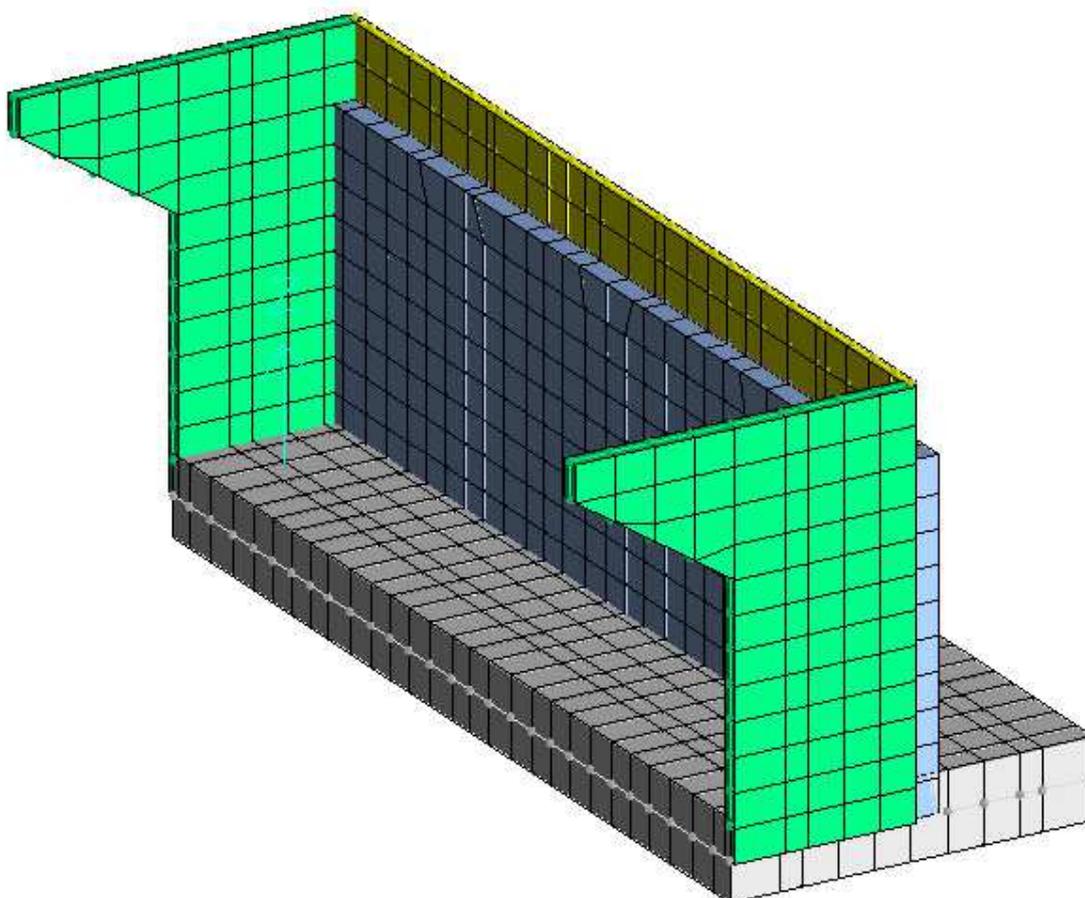
Si adottano comunque, a favore di sicurezza, i giunti suddetti che garantiscono escursioni maggiori per tener conto delle azioni non valutabili.

8. RIVERIFICA DELLE SPALLE ESISTENTI AL SISMA



Il ricalcolo della spalla è stato eseguito mediante il programma ad elementi finiti CDM Dolmen di Torino, realizzando un modello tridimensionale costituito da elementi finiti bidimensionali dei quali si considera sia il comportamento a piastra che membranale.

La figura che segue mostra il modello realizzato relativo alla spalla più critica (spalla di monte), ove è indicata in grigio la suola di fondazione di spessore 220 cm, in azzurro l'elevazione di spessore 150 cm, in verde i risvolti di spessore 50 cm, in giallo il paraghiaia di spessore 30 cm.



In corrispondenza della testa dei pali sono stati disposti vincoli a semincastro cedevoli verticalmente, con costante elastica calcolata come segue:

Portata limite per attrito laterale del palo vale:

$$P_{lim} = 712207 \text{ daN}$$

(nota: con tale valore, conforme a quanto già calcolato nel progetto esecutivo di gara e

cioè $P_{lim} = 712215 \text{ daN}$, i pali sono stati sottoposti a prova sperimentale e a successivo collaudo in data 15/04/2015 dalla Commissione di Collaudo costituita dagli Ing. Paolo Lalli, Ing. Stefano Vivaldelli, Ing. Marco Spezia, con esito positivo).

Si considera che tale portata si possa mobilitare a fronte di un cedimento pari a:

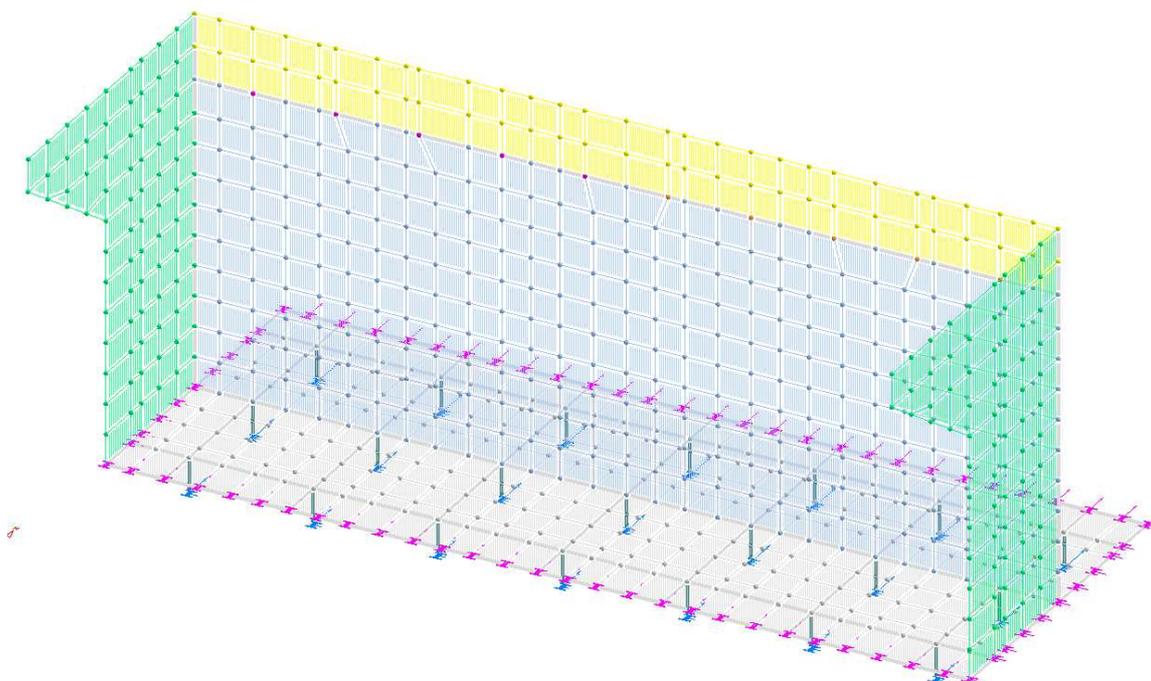
$$s = 0.05 D = 0.05 \times 1200 = 60 \text{ mm}$$

da cui:

$$k_z = P_{lim} / s = 712207 / 6 \approx 119000 \text{ daN/cm (vincoli in colore blu nella figura che segue)}$$

Inoltre si considerano molle cedevoli in direzione trasversale (k_x ; k_y) in corrispondenza del perimetro della suola di fondazione della spalla (vincoli in colore magenta nella figura che segue) ipotizzandola bloccata allo scorrimento laterale nelle direzioni X,Y ($dx = dy < 1.5\text{mm}$) e ammettendo una pressione massima sulle pareti laterali della suola $p_{max} \leq 1.5 \text{ daN/cm}^2$:

$$k_x = k_y \approx 3 \cdot 10^5 \text{ daN/cm}$$



Cautelativamente si considera la situazione in cui si scarichino sulla spalla esistente due impalcati, uno da realizzarsi previsto in progetto ed uno di possibile futura realizzazione, con scarichi sulla pila comprensivi degli effetti sismici in conformità con la vigente

normativa (DM 14/01/2008).

In particolare su di una pila saranno previsti n° 5+5 appoggi relativi ai due impalcati di cui 3+3 appoggi centrali degli impalcati di tipo fisso e 2+2 appoggi laterali degli impalcati di tipo multidirezionale.

La seconda pila, sulla quale saranno previsti n° 5+5 appoggi relativi ai due impalcati di cui 3+3 appoggi centrali degli impalcati di tipo unidirezionale e 2+2 appoggi laterali degli impalcati di tipo multidirezionale, sarà meno sollecitata rispetto alla prima.

Pertanto in relazione si studierà la prima pila (situazione più gravosa) con 3 appoggi fissi centrali e 2 appoggi multidirezionali laterali.

8.1 ANALISI DEI CARICHI

8.1.1 Peso proprio [g₁] e carichi permanenti [g₂]

Il peso proprio della spalla viene calcolato in automatico mediante il programma di calcolo.

Il carico concentrato di peso proprio e permanenti del ponte trasmesso agli appoggi vale:

$$P_{\text{perm ponte}} = n^{\circ} 2 \cdot (1/2 \cdot \text{p.p. impalcati}) = 2 \cdot (980700 / 2) = 980700 \text{ daN}$$

Da cui:

$$P_{\text{perm ponte}} / \text{appoggio} = 980700 / 10 = 98070 \text{ daN} / \text{appoggio}$$

Peso del terreno sulla suola [g₃]

Si calcola il peso del terreno sulla suola:

$$\gamma = 2000 \text{ daN/m}^3$$

$$q_{\text{terr}} = \gamma z_{\text{med}} = 2000 \times 2 = 4000 \text{ daN/m}^2$$

$$q_{\text{terr monte}} = \gamma z = 2000 \times 10.5 = 21000 \text{ daN/m}^2$$

8.1.2 Spinta del terreno [g₃]

Alla generica profondità z lo stato tensionale è individuato dalle pressioni verticale σ_v ed orizzontale σ_h : la prima interessa le parti di struttura orizzontale (estradosso fondazioni), la seconda le parti verticali (pareti). Detto γ il peso specifico del terreno, trascurando la coesione e l'attrito muro-terreno e assunte le ipotesi geometriche di parete del muro verticale, piano campagna orizzontale e superficie di rottura piana, si ha:

$$\sigma_v = z \gamma$$

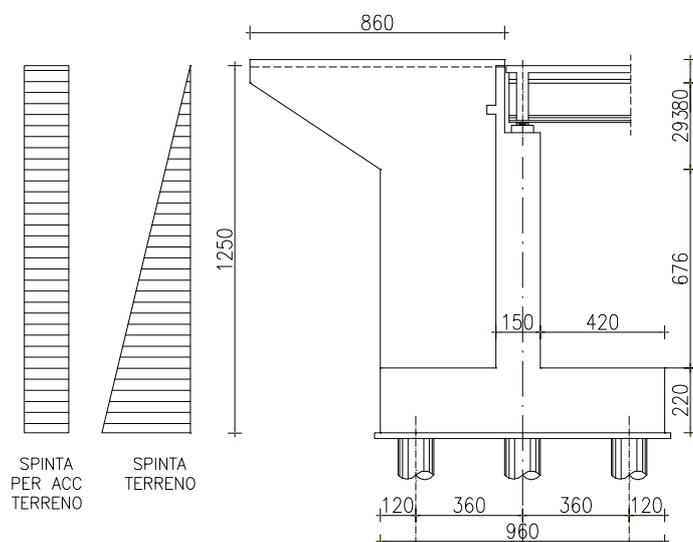
$$\sigma_h = z \gamma K$$

in cui K rappresenta il coefficiente di spinta; esso sarà assunto pari al coefficiente di spinta a riposo K_0 nel caso in cui le deformazioni della struttura siano impedito, pari al coefficiente di spinta attiva K_a nel caso in cui l'entità degli spostamenti orizzontali sia dell'ordine dello 0.1-0.2% dell'altezza H del manufatto. (nel caso in esame si considera la spinta attiva essendo l'entità degli spostamenti orizzontali stimata $d_{y,max} \approx 0.15\% \cdot H$)

La spinta statica esercitata dal terreno, caratterizzata da un diagramma di spinta linearmente

variabile, è data dalla relazione:

$$S_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K$$



Si calcola la spinta del terreno in base alle seguenti caratteristiche:

$$\phi' = 35^\circ$$

$$\gamma = 2000 \text{ daN/m}^3$$

$$k_a = 0.27$$

Si ha pertanto:

$$z = 0 \text{ cm testa paraghiaia}$$

$$z = 12.5 \text{ cm base spalla}$$

$$q_{\text{terr}} = k_a \gamma z = 0.27 \times 2000 \times 12.50 = 6750 \text{ daN/m}^2$$

8.1.3 Spinta per carichi accidentali sul terreno [$q_{\text{acc,terr}}$]

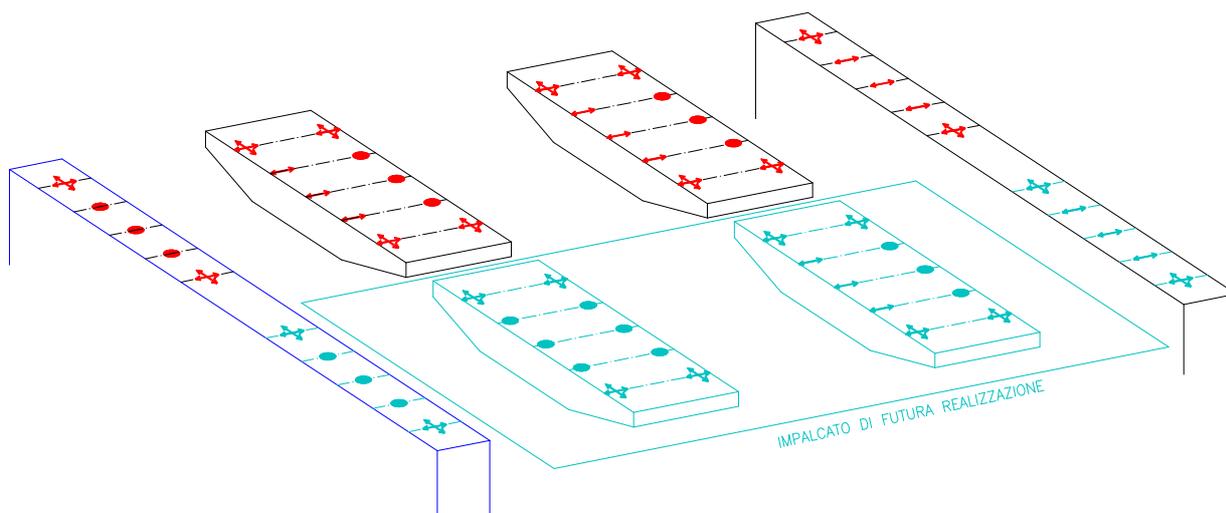
Con riferimento alla figura precedente, si calcola la spinta sulla spalla dovuta a un carico accidentale $q_{\text{acc}} = 2000 \text{ daN/m}^2$ posto a tergo della spalla stessa:

$$q_{0 \text{ acc}} = k_a q_{\text{acc}} = 0.27 \times 2000 = 540 \text{ daN/m}^2$$

8.1.4 Carichi mobili [Q_{ik} , q_{ik}] e Incremento dinamico [q_2]

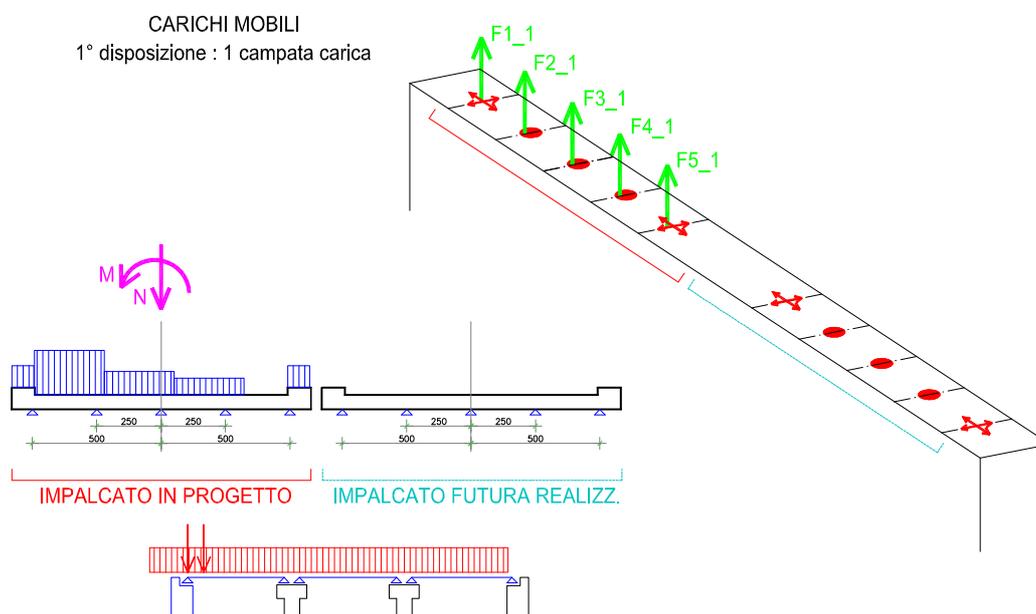
Si considerano i carichi agenti di 1^a categoria, secondo lo schema di carico 1 indicato al punto 6.2.3.3.3 del T.U. tenendo anche conto del coefficiente dinamico q_2 e del carico della folla.

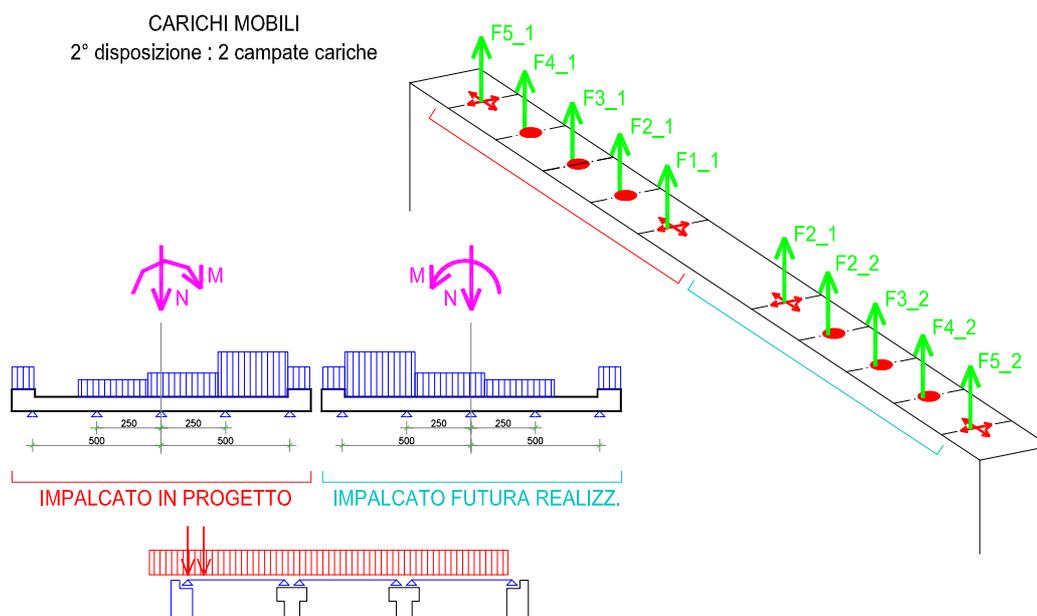
Si esegue il calcolo per la spalla indicata in colore blu nella figura seguente:



Poiché sulla spalla si trovano gli appoggi di entrambi gli impalcati, si sono considerate le disposizioni di carico mobile che prevedono una sola carreggiata caricata oppure entrambe le carreggiate caricate sia sull'impalcato che a tergo della spalla.

Così come per il calcolo della pila, si sono considerate diverse disposizioni di carico sulla sezione trasversale, mostrate nella figura seguente:





I carichi agenti sugli appoggi sono stati calcolati senza tenere conto in questa fase della ripartizione trasversale dell'impalcato.

	1° disp.: 1 carreggiata carica N [daN]	2° disp.: 2 carreggiate cariche N [daN]
F1_1	- 56 957	- 56 957
F2_1	- 62 238	- 62 238
F3_1	- 42 983	- 42 983
F4_1	- 30 195	- 30 195
F5_1	- 8 430	- 8 430
F1_2		- 56 957
F2_2		- 62 238
F3_2		- 42 983
F4_2		- 30 195
F5_2		- 8 430

8.1.5 Azione del vento q_5

Si considera l'azione orizzontale del vento su gli appoggi unidirezionali e l'azione verticale dovuta al momento su tutti gli appoggi, come precedentemente eseguito per la pila:

Vento a ponte scarico:

F1 = trascurabile
F2 = trascurabile
Hx = 1517 daN

Vento a ponte carico:

F1 = 4954 daN
F2 = 2477 daN
Hx = 4129 daN

Si considereranno nelle combinazioni dei carichi le situazioni più gravose a ponte carico.

8.1.6 Azione sismica q_6 generata dalle masse strutturali della spalla

Data la conformazione tozza della spalla, si calcola l'effetto sismico sulla spalla mediante l'approccio con analisi statica equivalente.

La struttura viene pertanto sottoposta a forze statiche proporzionali alle masse w_i . L'azione dei due sistemi di forze sismiche ortogonali dirette secondo le direzioni x ed y si considera non contemporanea, per cui la verifica sismica della struttura viene eseguita separatamente per le due direzioni ortogonali ipotizzate per il sisma, combinandole successivamente come proposto dalla vigente normativa secondo la:

$$E_{X, \max} = 1.00 E_x + 0.30 E_y$$

$$E_{Y, \max} = 0.30 E_x + 1.00 E_y$$

Si riporta nel seguito il tabulato riassuntivo dell'analisi effettuato col programma di calcolo:

 Analisi sismica - Statica lineare - (NTC 2008)

DATI PROGETTO

Edificio sito in località (long. 10.854 lat. 45.159900)

Categoria del suolo di fondazione = C

Coeff. di amplificazione stratigrafica $S_s = 1.500$

Coeff. di amplificazione topografica $S_T = 1.000$

$S = 1.500$

Vita nominale dell'opera $V_N = 50$ anni

Coefficiente d'uso $C_U = 1.5$

Periodo di riferimento $V_R = 75.0$

PVR : probabilità di superamento in $V_R = 10 \%$

Tempo di ritorno = 712

Coeff. di smorzamento viscoso = 5.0

Valori risultanti per :

ag 1.071 [g/10]

Fo 2.553

TC* 0.302

Fattore di struttura $q = 1.000$

Rapporto spettro di esercizio / spettro di progetto = 0.429

Coeff. lambda = 1.0000
Sd = 0.176

Numero condizioni generanti carichi sismici : 1

Cond. 001 : Peso_proprio_____ con coeff. 1.000

Condizioni di carico sismico generate:

Cond. 018 : Sisma X
Cond. 019 : Sisma Y
Cond. 020 : Torcente add. X
Cond. 021 : Torcente add. Y

Carichi sismici :

Piani	Pesi	C. distr.	Forze di piano	Torc. di piano X	Torc. di piano Y	Baric. X	Baric. Y
cm	daN		daN	daNcm	daNcm	cm	cm
92.5	101750	0.0304	3092	77302	401968	1125.0	271.6
185.0	101750	0.0608	6184	154603	803936	1125.0	271.6
277.5	101750	0.0912	9276	231905	1205905	1125.0	271.6
370.0	101750	0.1216	12368	309206	1607873	1125.0	271.6
462.5	101750	0.1519	15460	386508	2009841	1125.0	271.6
555.0	101750	0.1823	18552	463809	2411809	1125.0	271.6
647.5	101750	0.2127	21644	541111	2813777	1125.0	271.6
740.0	102174	0.2431	24840	620989	3229144	1125.0	269.6
813.8	110216	0.2673	29465	898688	3830472	1125.6	257.1
887.5	798	0.2916	233	0	30239	1125.0	-420.0
961.2	79791	0.3158	25198	1045714	3275729	1124.2	199.6
1035.0	42121	0.3400	14322	673139	1861873	1125.0	55.8
1135.0	21500	0.3729	8017	376794	1042197	1125.0	43.1

8.1.7 Azione sismica q_6 generata dal terreno sulla spalla

Per la valutazione delle spinte si farà riferimento all'analisi pseudo-statica descritta sia nel capitolo 7.3.2 dell'Eurocodice 8 (UNI EN 1998-5:2005) che nel capitolo 7.11.6.2 dell'NTC08. L'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per opportuni coefficienti sismici, rispettivamente verticale ed orizzontale, così definiti:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove l'accelerazione massima vale:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

S_s rappresenta il coefficiente di amplificazione stratigrafica e vale 1.5;

S_T rappresenta il coefficiente di amplificazione topografica e vale 1.0;

β_m è un coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, il cui valore è tabellato in funzione dell'accelerazione a_g e della categoria di sottosuolo. Per la spalla in

esame, si considera eccessivamente cautelativa la condizione di spostamenti relativi nulli tra spalla stessa e terreno con conseguente valore di β_m unitario, pertanto, riferendosi alla Tab. 7.11.II NTC08, si adotta un valore del coefficiente $\beta_m = 0.24$. ($0.1 < a_g < 0.2$).

con riferimento ai dati sismici del sito in esame, risulta $a_g = 0.1071 \cdot g$;

Risulta:

$$k_h = 0.0385 \quad ; \quad k_v = \pm 0.0192$$

Le spinte sismiche potranno essere applicate nello stesso punto di applicazione di quelle statiche, ma, a favore di sicurezza sono state poste a metà altezza del muro.

Nel caso di strutture rigide, in condizioni sismiche si sviluppano spinte maggiori rispetto a quella attiva; è pertanto più appropriato ipotizzare il terreno in stato di riposo, applicando, come definito dall' EC8 (UNI EN 1998-5:2005, appendice E punto 9), la seguente relazione per la valutazione delle sovraspinte legate al sisma (applicata a metà altezza muro):

$$\Delta P_d = k_h \cdot \gamma \cdot H^2$$

(in cui $k_h = 0.0385$; $H = 11.35\text{m}$ pari all'altezza libera del paramento murario della spalla dall'asse della suola di fondazione ; $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$)

Risulta:

$$\Delta P_d = 9423.36 \text{ daN/m}$$

posto equivalente all'applicazione di un carico per unità di superficie uniformemente distribuito sulle pareti della spalla pari a $\Delta P_d / [H \cdot 1\text{m}] = 830 \text{ daN/m}^2$.

8.1.8 Azione sismica q_6 generata dall'impalcato sulla spalla

Si considera il carico sismico trasmesso dall'impalcato sugli appoggi fissi della spalla:

- sisma X: $F_{\text{sisma imp., X}} = 57534 \text{ daN}$ / appoggio fisso
- sisma Y: $F_{\text{sisma imp., Y}} = 28767 \text{ daN}$ / appoggio fisso

8.1.9 Riassunto Condizioni di Carico

Si riportano di seguito le condizioni di carico considerate, come numerate nel modello di calcolo, per la successiva definizione delle combinazioni di carico.

- 001) Peso_proprio_____
- 002) pp+Perm_ponte_____
- 003) pp_terreno_____
- 004) Spinta_terreno_perm_
- 005) Vento_X_ponte_scaric
- 006) Vento_X_ponte_carico
- 007) Acc_Spinta_terr_1 impalcato
- 008) Acc_Spinta_terr_2 impalcati
- 009) Qik+qik+folla_ [1° disp.]
- 010) Qik+qik+folla_ [2° disp.]
- 011) q6 : Sisma_terr_Y_+
- 012) q6 : Sisma_terr_Y_-
- 013) q6 : Sisma_terr_X
- 014) q6 : Sisma_X [1° impalcato]
- 015) q6 : Sisma_Y [1° impalcato]
- 016) q6 : Sisma_X [strutt. spalla]
- 017) q6 : Sisma_Y [strutt. spalla]
- 018) q6 : Torcente_add_X [strutt. spalla]
- 019) q6 : Torcente_add_Y [strutt. spalla]
- 020) q6 : Sisma_X [2° impalcato]
- 021) q6 : Sisma_Y [2° impalcato]

8.1.10 Combinazioni di Carico

Si riportano di seguito le combinazioni di carico sismiche in accordo con le NTC08 con le quali saranno nel seguito riefettuate le verifiche della sezione di base della spalla . Non si riportano le combinazioni complessive a S.L.U. e S.L.E. in quanto l'opera in esame è già stata realizzata nel suo complesso e risulta già collaudata in accordo con le normative vigenti al tempo di realizzazione (si rimanda per i dettagli al Progetto Esecutivo di gara già collaudato con esito positivo).

NOME	DESCRIZIONE	VERIFICA	TIPO	CONDIZ. INSERITE			CASI INSERITI	
				Num.	Coeff.	Segno	Num.	Coeff.
1	sisma X 1 impalcato	S.L.U.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	1.000	+		
				12	1.000	+		
				14	1.000	+		
				15	0.300	+		
				16	1.000	±		
			17	0.300	±			
2	sisma Y 1 impalcato	S.L.U.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	1.000	+		
				13	1.000	+		
				14	0.300	+		
				15	1.000	+		
				16	0.300	±		
			17	1.000	±			
5	sisma X 2 impalcato	S.L.U.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	1.000	+		
				12	1.000	+		
				14	1.000	+		
				15	0.300	+		
				16	1.000	±		
				17	0.300	±		
							20	1.000
			21	0.300	+			
6	sisma Y 2 impalcato	S.L.U.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	1.000	+		
				13	1.000	+		
				14	0.300	+		
				15	1.000	+		
				16	0.300	±		
				17	1.000	±		
				20	0.300	+		
							21	1.000

8.2 VERIFICHE STRUTTURALI

Si rimanda al progetto di gara depositato per le verifiche strutturali a S.L.U. e S.L.E. in accordo con le normative vigenti al tempo.

Si riportano nel seguito le ri-verifiche più cautelative dei principali elementi strutturali della spalla con le nuove combinazioni di carico sismiche trattate nei precedenti paragrafi, in accordo con le recenti NTC08, più gravose rispetto a quanto previsto con le normative superate (DM 09/01/96 e succ. ORD. 3274/2003 e NTC05).

In particolare si riverificheranno la sezione di base del paramento in elevazione della spalla, la suola di fondazione della spalla ed i pali in fondazione.

165	231	-768	24	4.5239	231	231	-2154	24	4.5239	297	209.7	-2444	22	3.8013	363	82.2	194	22	3.8013
166	231	-789	24	4.5239	232	231	-2175	24	4.5239	298	1991	-2444	22	3.8013	364	71.6	194	22	3.8013
167	231	-810	24	4.5239	233	231	-2196	24	4.5239	299	188.4	-2444	22	3.8013	365	60.9	194	22	3.8013
168	231	-831	24	4.5239	234	231	-2217	24	4.5239	300	177.8	-2444	22	3.8013	366	50.3	194	22	3.8013
169	231	-852	24	4.5239	235	231	-2238	24	4.5239	301	167.2	-2444	22	3.8013	367	39.7	194	22	3.8013
170	231	-873	24	4.5239	236	231	-2259	24	4.5239	302	156.5	-2444	22	3.8013	368	29.1	194	22	3.8013
171	231	-894	24	4.5239	237	231	-2280	24	4.5239	303	145.9	-2444	22	3.8013	369	18.5	194	22	3.8013
172	231	-915	24	4.5239	238	231	-2301	24	4.5239	304	135.3	-2444	22	3.8013	370	7.8	194	22	3.8013
173	231	-936	24	4.5239	239	231	-2322	24	4.5239	305	124.7	-2444	22	3.8013	371	-2.8	194	22	3.8013
174	231	-957	24	4.5239	240	231	-2343	24	4.5239	306	114.1	-2444	22	3.8013	372	-13.4	194	22	3.8013
175	231	-978	24	4.5239	241	231	-2364	24	4.5239	307	103.4	-2444	22	3.8013	373	-24	194	22	3.8013
176	231	-999	24	4.5239	242	231	-2385	24	4.5239	308	92.8	-2444	22	3.8013	374	-34.7	194	22	3.8013
177	231	-1020	24	4.5239	243	231	-2406	24	4.5239	309	82.2	-2444	22	3.8013	375	-45.3	194	22	3.8013
178	231	-1041	24	4.5239	244	219.8	-2406	24	4.5239	310	71.6	-2444	22	3.8013	376	-55.9	194	22	3.8013
179	231	-1062	24	4.5239	245	208.6	-2406	24	4.5239	311	60.9	-2444	22	3.8013	377	-66.5	194	22	3.8013
180	231	-1083	24	4.5239	246	197.4	-2406	24	4.5239	312	50.3	-2444	22	3.8013	378	-77.2	194	22	3.8013
181	231	-1104	24	4.5239	247	186.3	-2406	24	4.5239	313	39.7	-2444	22	3.8013	379	-87.8	194	22	3.8013
182	231	-1125	24	4.5239	248	175.1	-2406	24	4.5239	314	29.1	-2444	22	3.8013	380	-98.4	194	22	3.8013
183	231	-1146	24	4.5239	249	163.9	-2406	24	4.5239	315	18.5	-2444	22	3.8013	381	-109	194	22	3.8013
184	231	-1167	24	4.5239	250	152.7	-2406	24	4.5239	316	7.8	-2444	22	3.8013	382	-119.6	194	22	3.8013
185	231	-1188	24	4.5239	251	141.5	-2406	24	4.5239	317	-2.8	-2444	22	3.8013	383	-130.3	194	22	3.8013
186	231	-1209	24	4.5239	252	130.3	-2406	24	4.5239	318	-13.4	-2444	22	3.8013	384	-140.9	194	22	3.8013
187	231	-1230	24	4.5239	253	119.2	-2406	24	4.5239	319	-24	-2444	22	3.8013	385	-151.5	194	22	3.8013
188	231	-1251	24	4.5239	254	108	-2406	24	4.5239	320	-34.7	-2444	22	3.8013	386	-162.1	194	22	3.8013
189	231	-1272	24	4.5239	255	96.8	-2406	24	4.5239	321	-45.3	-2444	22	3.8013	387	-172.8	194	22	3.8013
190	231	-1293	24	4.5239	256	85.6	-2406	24	4.5239	322	-55.9	-2444	22	3.8013	388	-183.4	194	22	3.8013
191	231	-1314	24	4.5239	257	74.4	-2406	24	4.5239	323	-66.5	-2444	22	3.8013	389	-194	194	22	3.8013
192	231	-1335	24	4.5239	258	63.2	-2406	24	4.5239	324	-77.2	-2444	22	3.8013	390	231	156	24	4.5239
193	231	-1356	24	4.5239	259	52.1	-2406	24	4.5239	325	-87.8	-2444	22	3.8013	391	219.8	156	24	4.5239
194	231	-1377	24	4.5239	260	40.9	-2406	24	4.5239	326	-98.4	-2444	22	3.8013	392	208.6	156	24	4.5239
195	231	-1398	24	4.5239	261	29.7	-2406	24	4.5239	327	-109	-2444	22	3.8013	393	197.4	156	24	4.5239
196	231	-1419	24	4.5239	262	18.5	-2406	24	4.5239	328	-119.6	-2444	22	3.8013	394	186.3	156	24	4.5239
197	231	-1440	24	4.5239	263	7.3	-2406	24	4.5239	329	-130.3	-2444	22	3.8013	395	175.1	156	24	4.5239
198	231	-1461	24	4.5239	264	-3.9	-2406	24	4.5239	330	-140.9	-2444	22	3.8013	396	163.9	156	24	4.5239
199	231	-1482	24	4.5239	265	-15.1	-2406	24	4.5239	331	-151.5	-2444	22	3.8013	397	152.7	156	24	4.5239
200	231	-1503	24	4.5239	266	-26.2	-2406	24	4.5239	332	-162.1	-2444	22	3.8013	398	141.5	156	24	4.5239
201	231	-1524	24	4.5239	267	-37.4	-2406	24	4.5239	333	-172.8	-2444	22	3.8013	399	130.3	156	24	4.5239
202	231	-1545	24	4.5239	268	-48.6	-2406	24	4.5239	334	-183.4	-2444	22	3.8013	400	119.2	156	24	4.5239
203	231	-1566	24	4.5239	269	-59.8	-2406	24	4.5239	335	-194	-2444	22	3.8013	401	108	156	24	4.5239
204	231	-1587	24	4.5239	270	-71	-2406	24	4.5239	336	369	194	22	3.8013	402	96.8	156	24	4.5239
205	231	-1608	24	4.5239	271	-82.2	-2406	24	4.5239	337	358.4	194	22	3.8013	403	85.6	156	24	4.5239
206	231	-1629	24	4.5239	272	-93.3	-2406	24	4.5239	338	347.8	194	22	3.8013	404	74.4	156	24	4.5239
207	231	-1650	24	4.5239	273	-104.5	-2406	24	4.5239	339	337.1	194	22	3.8013	405	63.2	156	24	4.5239
208	231	-1671	24	4.5239	274	-115.7	-2406	24	4.5239	340	326.5	194	22	3.8013	406	52.1	156	24	4.5239
209	231	-1692	24	4.5239	275	-126.9	-2406	24	4.5239	341	315.9	194	22	3.8013	407	40.9	156	24	4.5239
210	231	-1713	24	4.5239	276	-138.1	-2406	24	4.5239	342	305.3	194	22	3.8013	408	29.7	156	24	4.5239
211	231	-1734	24	4.5239	277	-149.3	-2406	24	4.5239	343	294.6	194	22	3.8013	409	18.5	156	24	4.5239
212	231	-1755	24	4.5239	278	-160.4	-2406	24	4.5239	344	284	194	22	3.8013	410	7.3	156	24	4.5239
213	231	-1776	24	4.5239	279	-171.6	-2406	24	4.5239	345	273.4	194	22	3.8013	411	-3.9	156	24	4.5239
214	231	-1797	24	4.5239	280	-182.8	-2406	24	4.5239	346	262.8	194	22	3.8013	412	-15.1	156	24	4.5239
215	231	-1818	24	4.5239	281	-194	-2406	24	4.5239	347	252.2	194	22	3.8013	413	-26.2	156	24	4.5239
216	231	-1839	24	4.5239	282	369	-2444	22	3.8013	348	241.5	194	22	3.8013	414	-37.4	156	24	4.5239
217	231	-1860	24	4.5239	283	358.4	-2444	22	3.8013	349	230.9	194	22	3.8013	415	-48.6	156	24	4.5239
218	231	-1881	24	4.5239	284	347.8	-2444	22	3.8013	350	220.3	194	22	3.8013	416	-59.8	156	24	4.5239
219	231	-1902	24	4.5239	285	337.1	-2444	22	3.8013	351	209.7	194	22	3.8013	417	-71	156	24	4.5239
220	231	-1923	24	4.5239	286	326.5	-2444	22	3.8013	352	199	194	22	3.8013	418	-82.2	156	24	4.5239
221	231	-1944	24	4.5239	287	315.9	-2444	22	3.8013	353	188.4	194	22	3.8013	419	-93.3	156	24	4.5239
222	231	-1965	24	4.5239	288	305.3	-2444	22	3.8013	354	177.8	194	22	3.8013	420	-104.5	156	24	4.5239
223	231	-1986	24	4.5239	289	294.6	-2444	22	3.8013	355	167.2	194	22	3.8013	421	-115.7	156	24	4.5239
224	231	-2007	24	4.5239	290	284	-2444	22	3.8013	356	156.5	194	22	3.8013	422	-126.9	156	24	4.5239
225	231	-2028	24	4.5239	291	273.4	-2444	22	3.8013	357	145.9	194	22	3.8013	423	-138.1	156	24	4.5239
226	231	-2049	24	4.5239	292	262.8	-2444	22	3.8013	358	135.3	194	22	3.8013	424	-149.3	156	24	4.5239
227	231	-2070	24	4.5239	293	252.2	-2444	22	3.8013	359	124.7	194	22	3.8013	425	-160.4	156	24	4.5239
228	231	-2091	24	4.5239	294	241.5	-2444	22	3.8013	360	114.1	194	22	3.8013	426	-171.6	156	24	4.5239
229	231	-2112	24	4.5239	295	230.9	-2444	22	3.8013	361	103.4	194	22	3.8013	427	-182.8	156	24	4.5239
230	231	-2133	24	4.5239	296	220.3	-2444	22	3.8013	362	92.8	194	22	3.8013	428	-194	156	24	4.5239

SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z= 272.23; y=-1125.

Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.

N.	N	Mz	My	Sollecitaz. ultima calcolata (MRD/Msd)
1	-1437689.	249358216.	305340987.	My+:1312598116./305340987.=4.2988
2	-1438734.	570395829.	741262053.	My+:1310001134./741262053.=1.7673
3	-1449591.	376075955.	749726750.	

SOLLECITAZIONI AGENTI:

Nd in z= 272,2; y=-1125.

Nd = -1449591.

Mdz=376075955.

Mdy=749726750.

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo: Rck= 350.
 fck= 290.5
 fcd= 164.6 (.35%)
 Acciaio lento: Tipo= B450C
 fyk= 4500.
 ftk= 4500.
 ftd= 3913. (1%)

UNITA' DI MISURA:

daN; cm; daNcm; daN/cm².
 ø in mm; deformazioni*1000.

SIMBOLI:

S=sigma (tensioni sui materiali);
 D=deformazioni (epsilon):

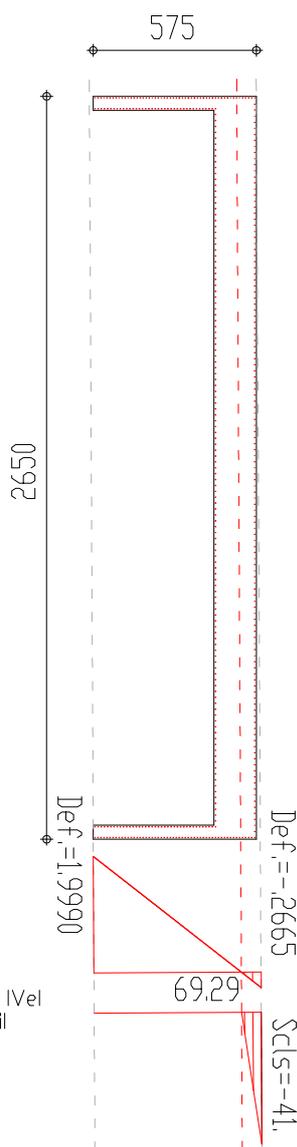
TENSIONE MASSIMA NEL CLS:

Iverl Z I Y I Dcls I Scls I Vel
 I 2l 375. I 200. I -.26653l -41. Isil

TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:

Iferl Z I Y I Ø(mm)I Af(cm²)I D ferri IS ferri I Vel
 I 335l-194. I-2444. I 22l 3.8 I 1.97579l 3913. I sil

% ARMAT.: tesa= .29; comp.= .1; tot.= .38



Verifica taglio alla base della spalla (rif. p.to 4.1.2.1.3 NTC08):

$$N_{Ed} = -1449591 \text{ daN}$$

$$V_{Ed} = 1.93 \cdot 10^6 \text{ daN}$$

Con riferimento alla sezione della figura precedente e a quanto riportato nelle tavole grafiche allegate:

$$V_{Rd} = 8.47 \cdot 10^5 \text{ daN}$$

$$V_{Ed} > V_{Rd} \text{ (serve armatura a taglio aggiuntiva)}$$

$$V_{R,Sd} = 7.31 \cdot 10^6 \text{ daN}$$

$$V_{R,cd} = 1.013 \cdot 10^7 \text{ daN}$$

$$V_{Rd} = \min \{ V_{R,Sd}; V_{R,cd} \} = 7.31 \cdot 10^6 \text{ daN} > V_{Ed} \text{ (verificato)}$$

8.2.2 Verifica Suola di fondazione della Spalla

Si riverifica la suola di fondazione della spalla con le nuove sollecitazioni derivanti dai casi sismici trattati.

La verifica viene eseguita mediante il modulo di verifica degli elementi bidimensionali.

Si riportano nel seguito le distribuzioni dei momenti M_{xx} , M_{yy} sulla suola di fondazione.

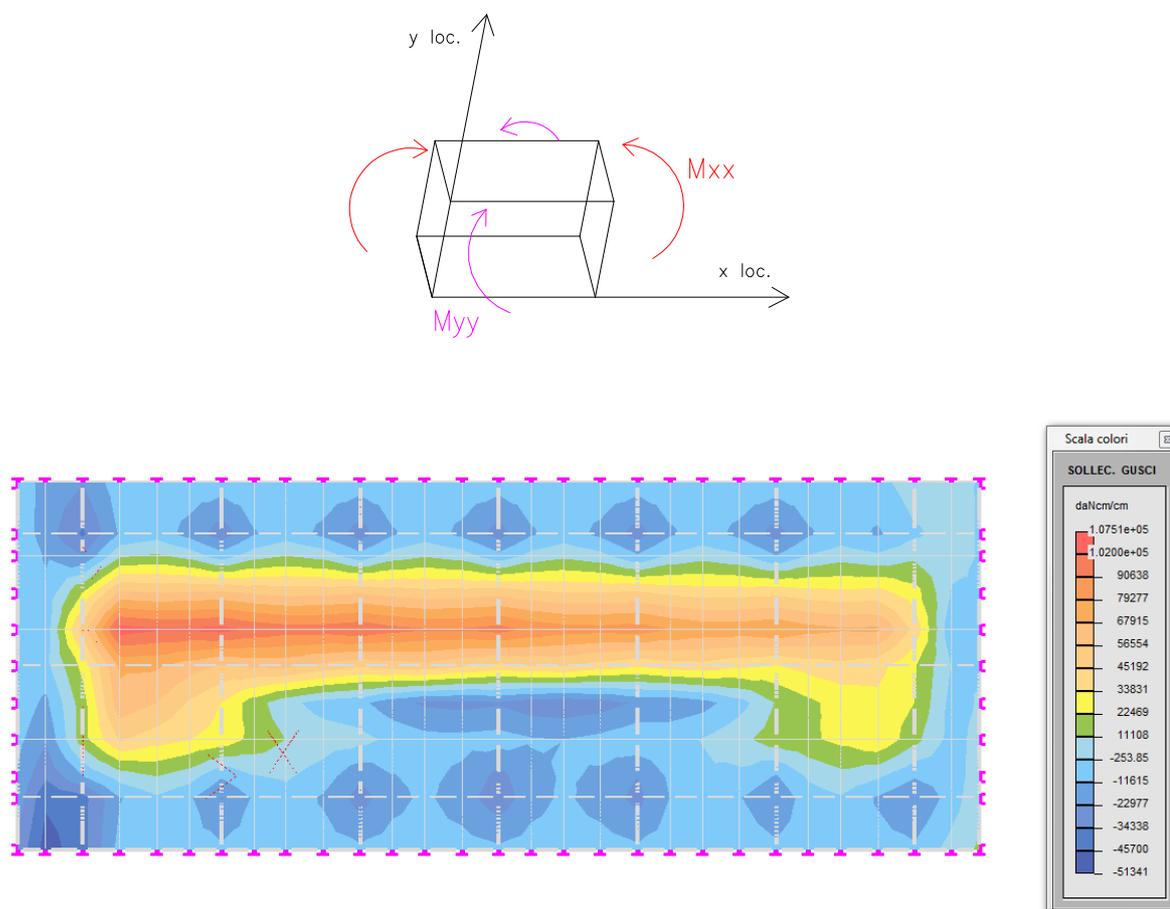


Figura 8-1: M_{xx} min. [daN·cm/cm] - involucro comb. sismiche

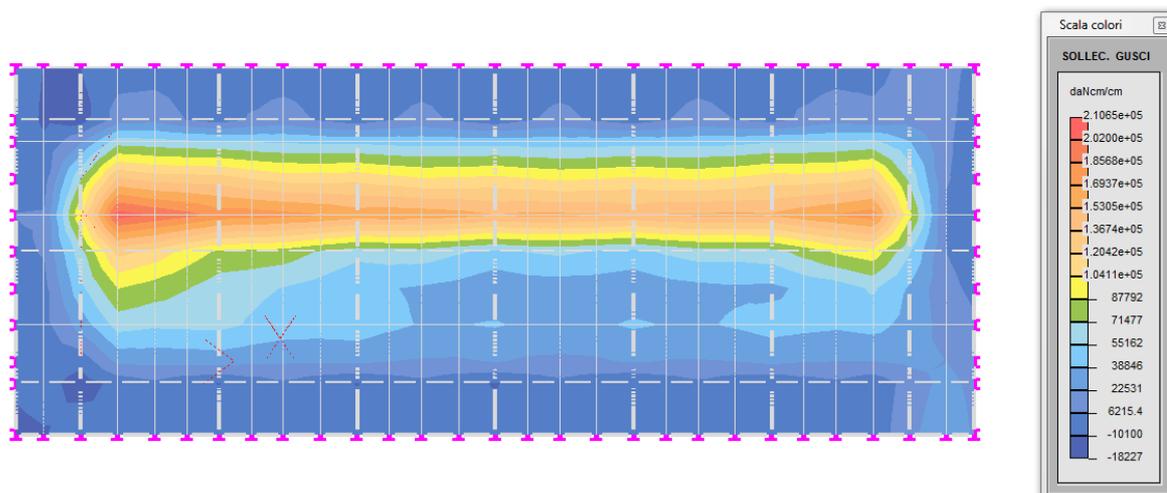


Figura 8-2: Mxx max. [daN-cm/cm] - involucro comb. sismiche

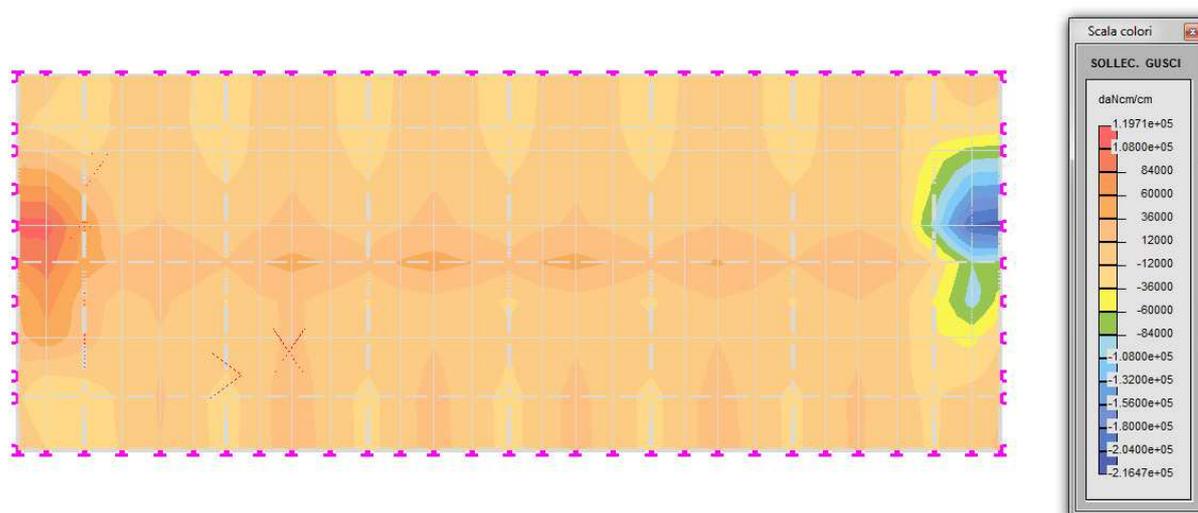


Figura 8-3: Myy min. [daN-cm/cm] - involucro comb. sismiche

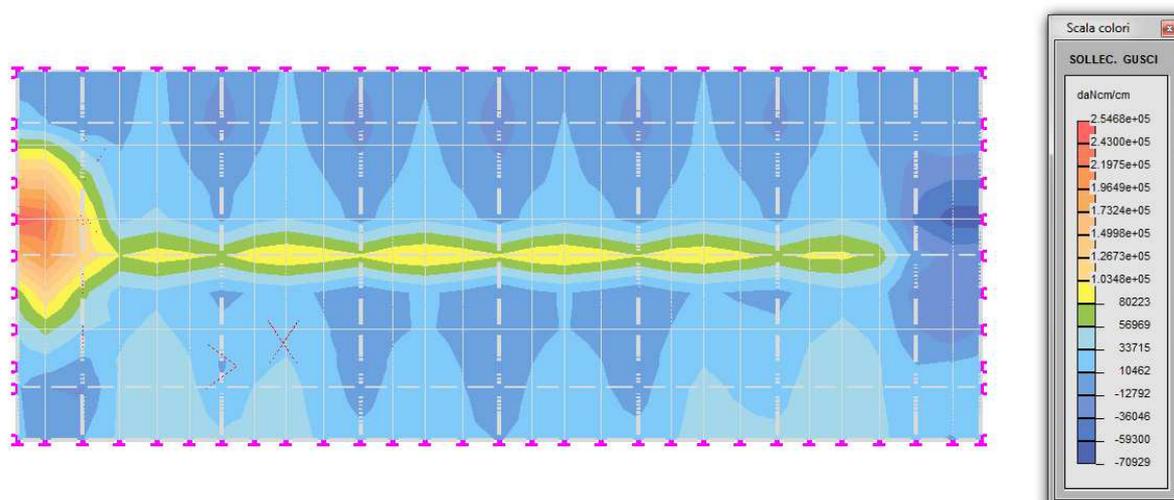
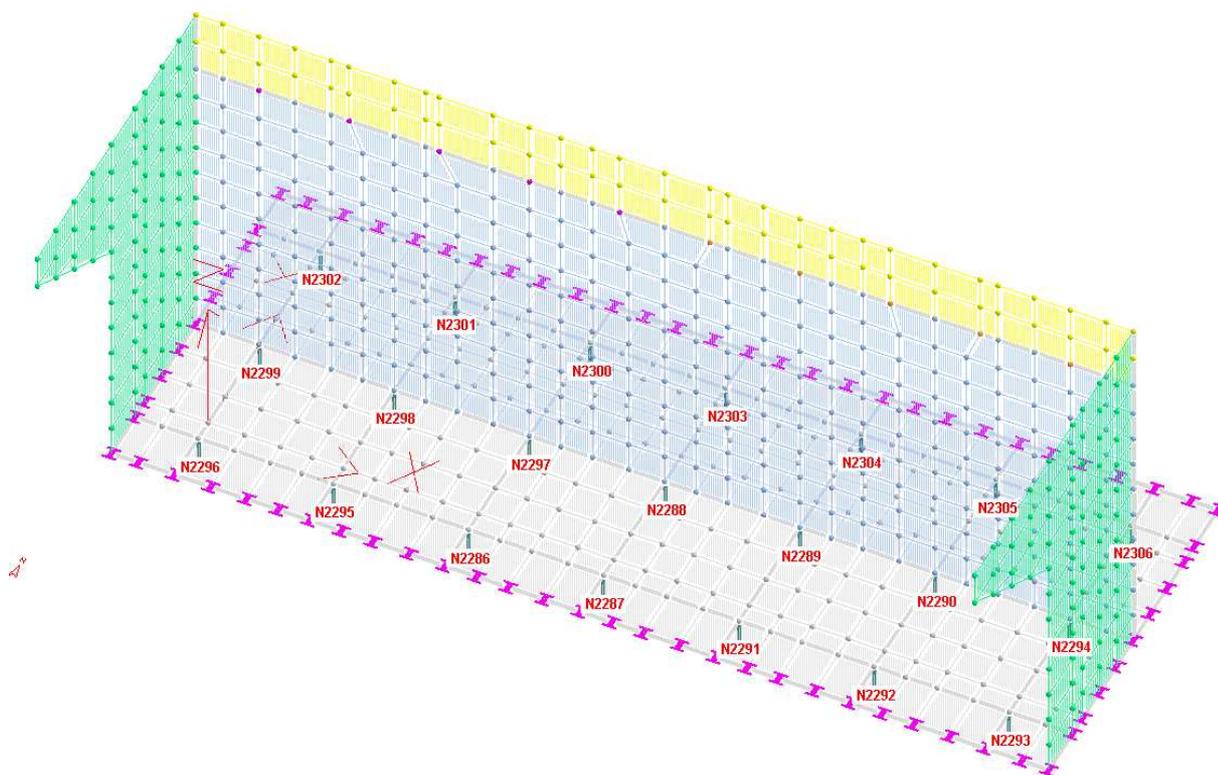


Figura 8-4: Myy max. [daN·cm/cm] - involucro comb. sismiche

Le verifiche risultano soddisfatte: si rimanda agli allegati per il tabulato completo di verifica.

8.2.3 Riverifica dei pali in fondazione (NTC08)

Si evidenziano in figura i nodi vincolari corrispondenti alle teste pali da riverificare.



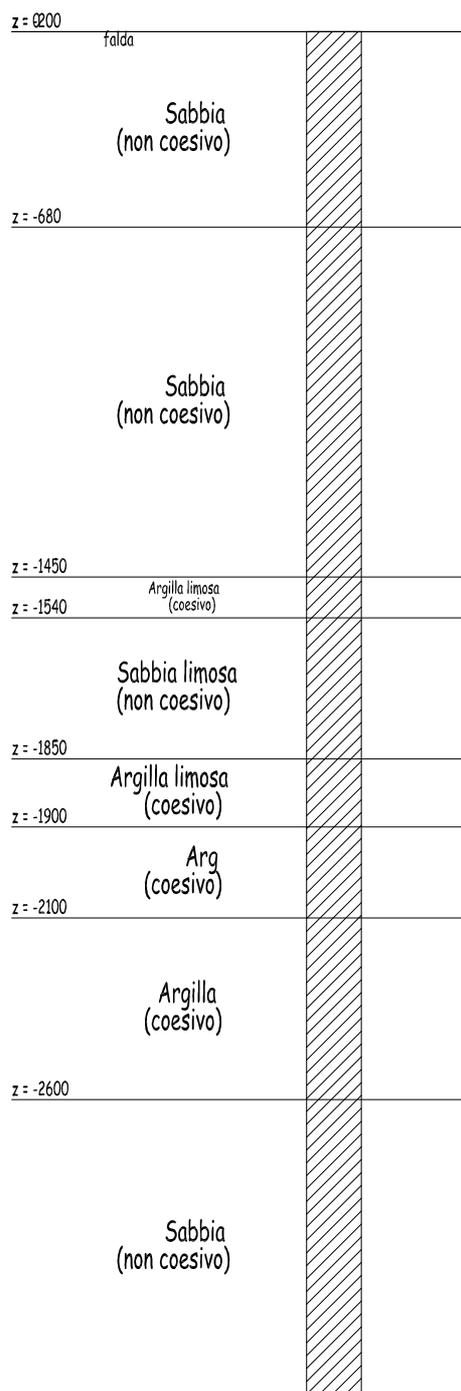
Il calcolo del palo viene eseguito mediante il programma di calcolo ad elementi finiti di OmniaIs di Torino, considerando le azioni in testa ai pali calcolate mediante il modello di calcolo della spalla precedentemente illustrato.

Si riporta di seguito lo schema del singolo palo calcolato con l'indicazione della stratigrafia considerata, mentre si rimanda ai tabulati di calcolo successivi per la descrizione puntuale dei parametri geotecnici e di calcolo utilizzati.

Il palo della pila ha diametro 120 cm e lunghezza 30.00 m.

La testa del palo si trova a quota 21.15 m s.l.m. mentre la quota di piano campagna della prova CPTU 6 considerata si trova a quota 23.46 m s.l.m.

Si considera il palo completamente immerso in falda, inoltre che la testa del palo si trova ad una profondità pari a circa 2.00 m dal piano campagna.



8.2.3.1 Descrizione dei metodi di calcolo utilizzati per le portate dei pali

Descrizione del metodo di calcolo utilizzato per la portata di base.

Il calcolo della portata di base viene effettuato col metodo **Berezantzev**.

Berezantzev (1965,1970) propone un metodo di calcolo semiempirico per pali trivellati, basato su un fattore adimensionale di capacità portante M , funzione dell'angolo di

resistenza al taglio φ' , e sulla tensione verticale efficace σ'_v agente alla profondità critica z_c . Questo metodo e' applicabile a terreni non coesivi, solo nel caso di pali trivellati, e fornisce la portata di base corrispondente ad un s/D pari a 0.05 (5%). Il valore di M e della profondità critica viene ricavato dalla seguente tabella, con interpolazione lineare, utilizzando il valore di φ' del terreno.

$$q_{lim} = M \sigma'_c$$

φ' [°]	30	32	34	36	38	40	42	44
M	7.5	8.8	10.7	12.9	15.8	19.8	24.7	31.4
z_c/D	7	8.5	10	12	14	16	18	22

Descrizione dei metodi di calcolo utilizzati per la portata laterale.

Il calcolo della portata per attrito laterale viene effettuato con i seguenti metodi: Metodo: **Reese e O'Neill**, Metodo: **Alfa**.

Metodo: **Reese e O'Neill**

L'attrito laterale è valutato in termini di tensioni efficaci, in funzione di un coefficiente moltiplicativo della tensione verticale efficace. L'espressione proposta da Reese e O'Neill (1989) è riportata di seguito. Questo metodo e' applicabile a terreni non coesivi, solo per pali trivellati.

$$f_{s,lim} = (1.5 - 0.245 z^{0.5}) \sigma'_{v0} < 0.2 \text{ MPa}$$

Metodo: **Alfa**

L'attrito laterale è valutato in termini di tensioni totali, con riferimento alle condizioni non drenate. Il suo valore dipende dalla resistenza al taglio non drenata s_u , e da un coefficiente empirico α il cui valore varia secondo la natura del terreno e del palo, come indicato da molti Autori (Skempton 1969, Reese e O'Neill 1989, Stas e Kulhavy 1984, Olson e Dennis 1982). Questo metodo e' applicabile a terreni coesivi, per pali infissi o trivellati.

$$f_{s,lim} = \alpha s_u$$

Descrizione del metodo di calcolo utilizzato per il modulo di reazione orizzontale.

Il calcolo del modulo di reazione orizzontale viene effettuato col metodo **Lineare**.

Il valore del modulo di reazione orizzontale varia linearmente con la quota, e viene calcolato come somma di un termine costante (A) più un coefficiente (B) moltiplicato per l'approfondimento (z) sotto il piano campagna.

Descrizione del metodo di calcolo utilizzato per la resistenza trasversale laterale.

Il calcolo della resistenza trasversale laterale viene effettuato col metodo *Broms*.

La teoria pubblicata da Broms nel 1964 propone due approcci differenti per terreni coesivi e non coesivi. Per terreni sciolti, propone una distribuzione di resistenza ultima pari a tre volte la pressione di resistenza passiva valutata secondo la teoria di Rankine, $p_l = 3K_p \sigma'_v$. Per terreni coesivi, propone una distribuzione di p_l che vede un tratto nullo per i primi 1.5 diametri dalla superficie, seguito da un tratto con valore di resistenza pari a $9s_u$ (resistenza al taglio non drenata) per profondità maggiori.

$$p_{lim} = 3 K_p \sigma'_{v0} \text{ (terreno non coesivo)}$$

$$p_{lim} = 9 s_u \text{ (terreno coesivo)}$$

8.2.3.2 Riassunto delle verifiche condotte sui pali

Per la portata di base calcolata vale 83033.01 daN. ; si applica $\gamma_b=1.00$. Vale pertanto:

$$\text{Portata di calcolo: } Q_{b,d} = 83033.01 \text{ daN.}$$

Tale valore è stato assegnato in conformità a quanto calcolato nel precedente Progetto Esecutivo di gara e a quanto provato sperimentalmente in opera, collaudato con esito positivo in data 15/04/2015

Per la portata laterale vale: portata di calcolo $Q_{sc,d}=712207$ daN, $Q_{st,d}=355125$ daN.

Tale valore è stato assegnato in conformità a quanto calcolato nel precedente Progetto Esecutivo di gara e a quanto provato sperimentalmente in opera, collaudato con esito positivo in data 15/04/2015

La Portata Totale del palo da calcolo (base + laterale) vale:

$$Q_{tc,d} = 795240 \text{ daN (compres)} ;$$

$$Q_{tt,d} = 355125 \text{ daN (traz.)}$$

La seguente tabella riassume schematicamente tutte le verifiche eseguite nei vari casi di calcolo definiti. Per ciascuna verifica è indicato il confronto tra resistenza di calcolo R_d ed azione di calcolo S_d , ed il relativo fattore di sicurezza f_s .

Si rimanda agli allegati per i tabulati completi delle verifiche condotte sui pali.

Caso	C.Port. [daN][f.s.]	Cedim. [mm]	R.Tras. [daN][f.s.]	Sp.Ori. [mm]	C.A.:M [daN*cm][f.s.]	C.A.:V [daN][f.s.]
1: sisma X 1 impalcato	PM11-S8 795241/465516 = 1.71	---	PM17-S12 13504752/56825 = 237.65	---	PM21-S12 11164108/50150 88 = 2.23	PM17-S12 49991/55545 = 0.90
2: sisma Y 1 impalcato	PM17-S10 795241/454246 = 1.75	---	PM17-S12 13504752/52263 = 258.40	---	PM8-S6 11585810/52445 51 = 2.21	PM17-S12 49991/52263 = 0.96
3: sisma X 2 impalcati	PM11-S8 795241/470358 = 1.69	---	PM17-S12 13504752/52223 = 258.60	---	PM21-S12 10989675/45219 39 = 2.43	PM17-S12 49991/52223 = 0.96
4: sisma Y 2 impalcato	PM17-S10 795241/480623 = 1.65	---	PM17-S12 13504752/35031 = 385.51	---	PM8-S6 10503613/10989 345 = 0.96	PM17-S12 49991/35031 = 1.43

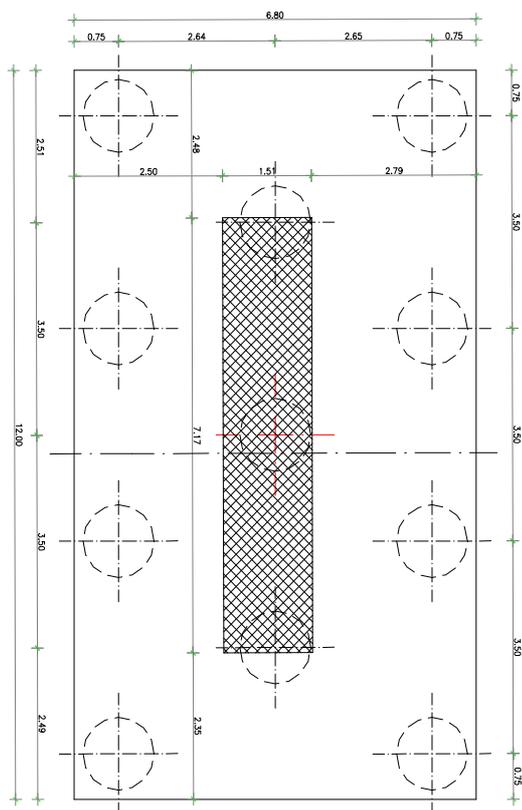
C.Port. = Capacità portante | Cedim. = Cedimento | R.Tras. = Resistenza trasversale | Sp.Ori. = Spostamento orizzontale |
C.A.:M = C.A.: pressoflessione | C.A.:V = C.A.: taglio

Le verifiche in accordo con le precedenti normative erano ampiamente verificate: le riverifiche con le nuove normative risultano in alcuni casi non soddisfatte, ma con fattore di sicurezza sempre $f_s \geq 0.90$; visto tuttavia il forte incremento delle nuove sollecitazioni sismiche secondo NTC08 rispetto a quanto era previsto nel progetto precedente relativo alle normative vigenti al tempo, si ritiene che per le strutture esistenti (pali), oltretutto già collaudate al tempo con esito positivo, i valori f_s risultanti dalle verifiche siano accettabili, in quanto vicini all'unità.

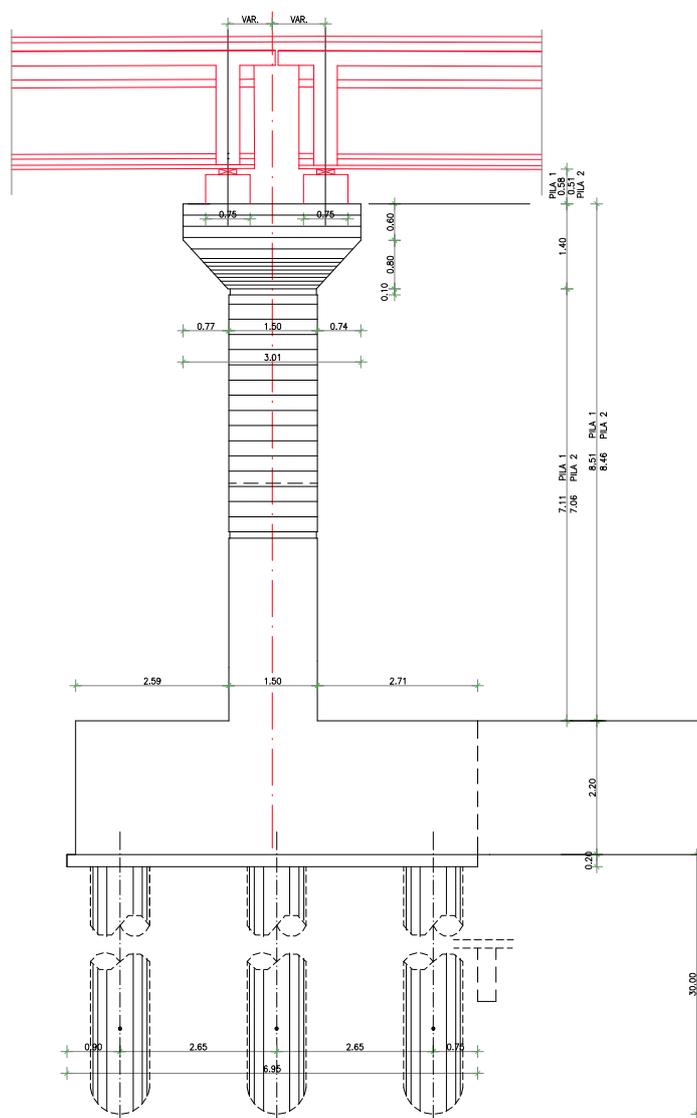
Si rimanda agli allegati per i tabulati completi di riverifica dei pali.

9. RIVERIFICA DELLE PILE ESISTENTI AL SISMA

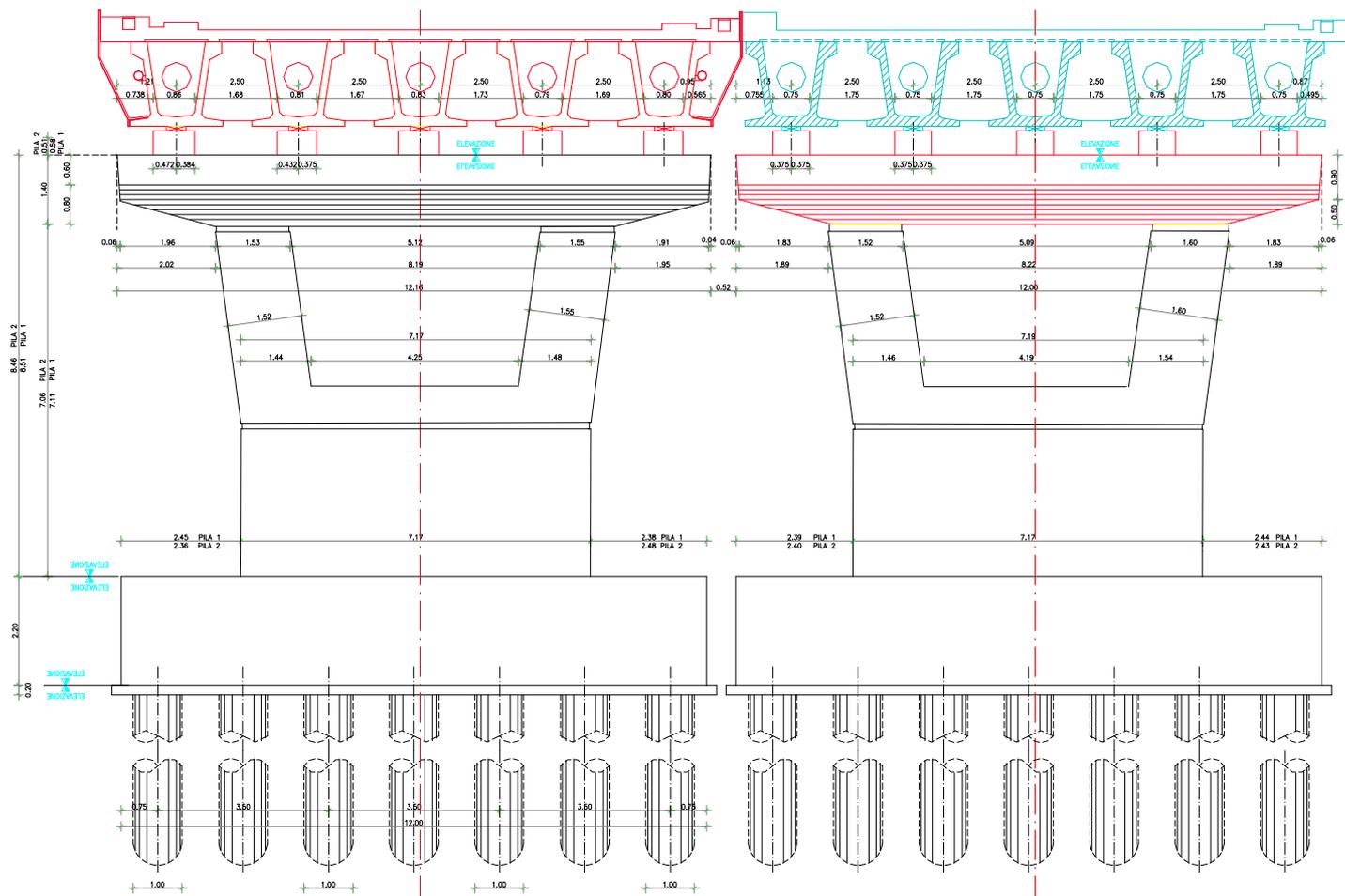
PIANTA PILA 1
SINISTRA



VISTA LATERALE PILA 1 e 2 SINISTRA

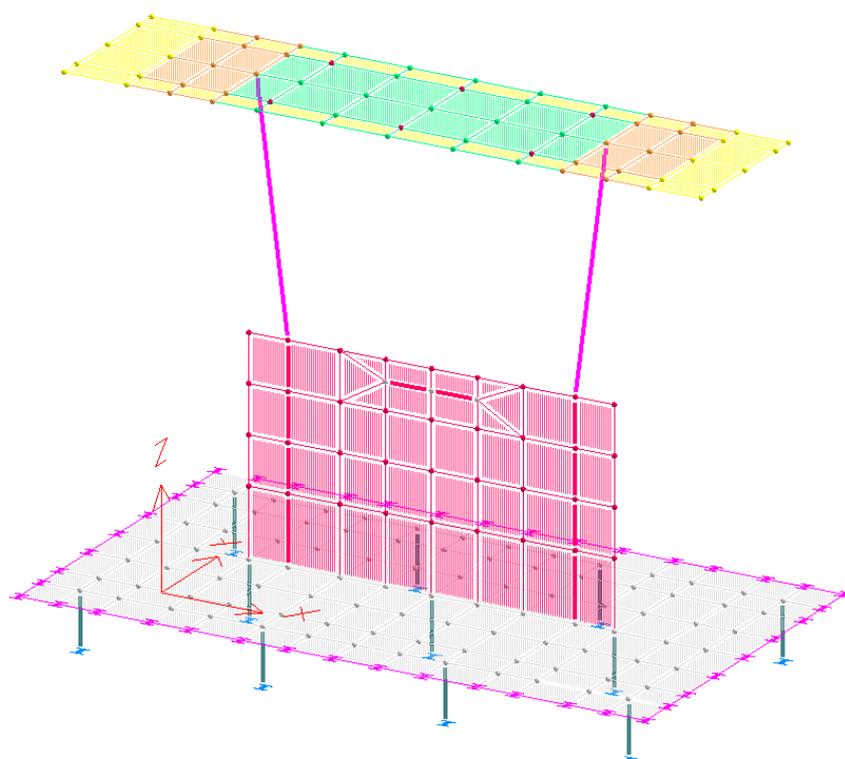
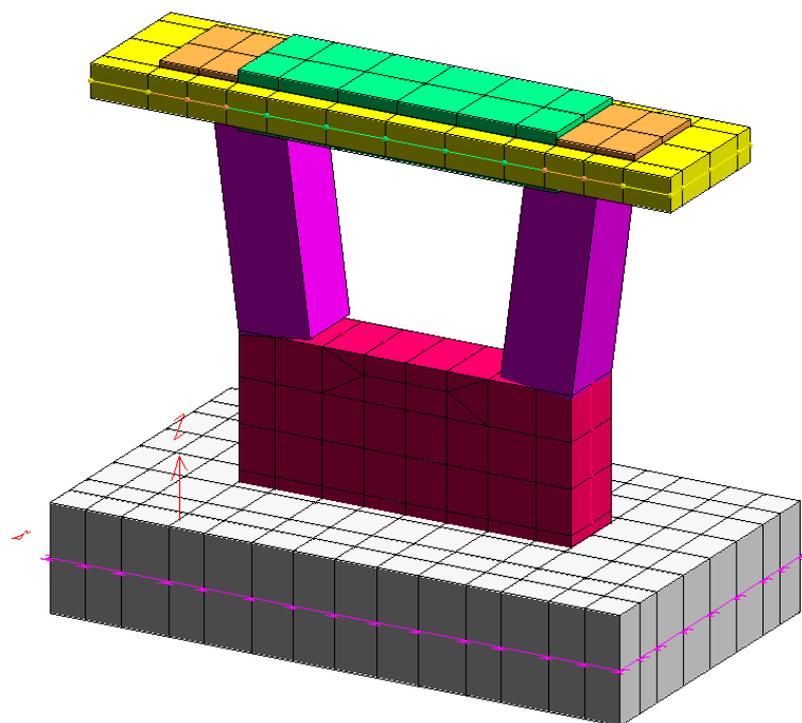


PROSPETTO PILA 1 e 2



I calcolo della pila è stato eseguito mediante il programma ad elementi finiti CDM Dolmen di Torino, realizzando un modello tridimensionale costituito da elementi finiti monodimensionali ed elementi finiti bidimensionali dei quali si sconsidera sia il comportamento a piastra che membranale.

La figura che segue mostra il modello realizzato, ove è indicata in grigio la suola di fondazione di spessore 220 cm, in rosso l'elevazione di spessore 150 cm, in magenta i pilastri di sezione 150x150 cm, in verde la parte del pulvino con altezza massima $h=140$ cm, in arancio e giallo la parte di pulvino a spessore decrescente.



In corrispondenza della testa dei pali sono stati disposti vincoli cedevoli verticalmente, con costante elastica calcolata come segue:

Portata limite per attrito laterale del palo:

$$P_{lim} = 545000 \text{ daN}$$

Si considera che tale portata si possa mobilitare a fronte di un cedimento pari a:

$$s = 0.05 D = 0.05 \times 1000 = 50 \text{ mm}$$

da cui:

$$k_z = P_{lim} / s = 545000 / 5 \cong 110000 \text{ daN/cm} \quad (\text{vincoli in colore blu nella figura che segue})$$

(nota: con tale valore, conforme a quanto già calcolato nel progetto esecutivo di gara e cioè $P_{lim} = 545000 \text{ daN}$, i pali sono stati sottoposti a prova sperimentale e a successivo collaudo in data 15/04/2015 dalla Commissione di Collaudo costituita dagli Ing. Paolo Lalli, Ing. Stefano Vivaldelli, Ing. Marco Spezia, con esito positivo).

Inoltre si considerano molle cedevoli in direzione trasversale (k_x ; k_y) in corrispondenza del perimetro della suola di fondazione della spalla (vincoli in colore magenta nella figura che segue) ipotizzandola bloccata allo scorrimento laterale nelle direzioni X,Y ($dx = dy < 0.5\text{mm}$) e ammettendo una pressione massima sulle pareti laterali della suola $p_{max} \leq 1.0 \text{ daN/cm}^2$:

$$k_x = k_y \approx 3 \cdot 10^5 \text{ daN/cm}$$

9.1 ANALISI DEI CARICHI

9.1.1 Peso proprio g_1 e carichi permanenti [g_2]

Il peso proprio della pila viene calcolato in automatico mediante il programma di calcolo.

Il carico concentrato di peso proprio e permanenti del ponte trasmesso agli appoggi vale:

$$P_{perm \text{ ponte}} = 2 \cdot (1/2 \cdot 980700) \text{ daN}$$

Da cui:

$$P_{perm \text{ ponte} / \text{ appoggio}} = 980700 / 10 = 98070 \text{ daN} / \text{ appoggio}$$

9.1.2 Peso del terreno sulla suola [g₃]

Si calcola il peso del terreno sulla suola:

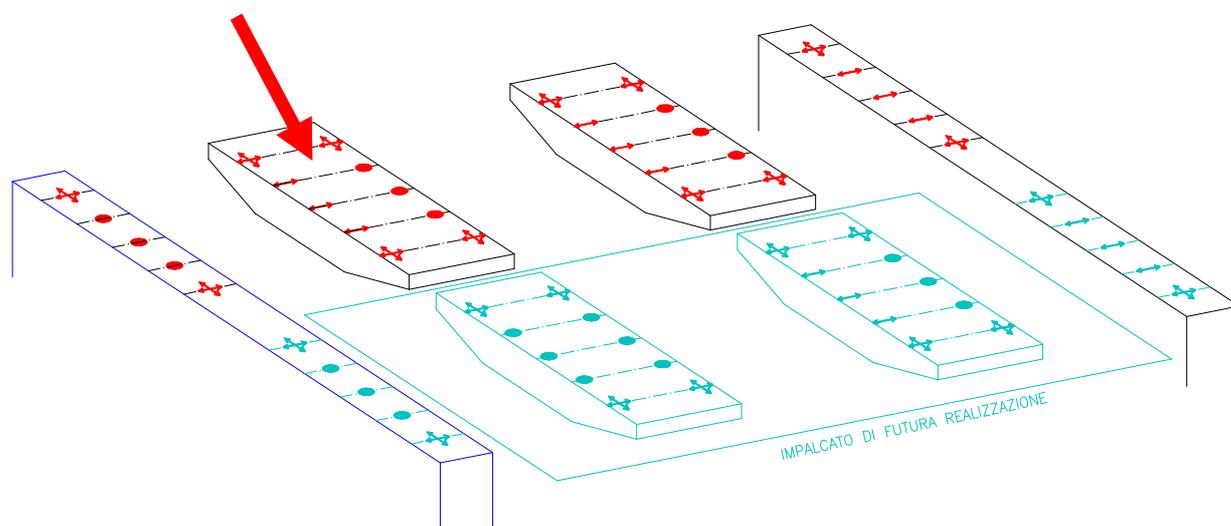
$$\gamma = 2000 \text{ daN/m}^3$$

$$q_{\text{terr}} = \gamma z = 2000 \times 0.65 = 1300 \text{ daN/m}^2$$

9.1.3 Carichi mobili [Q_{ik}, q_{ik}] e Incremento dinamico [q₂]

Si considerano i carichi agenti di 1^a categoria nella situazione più gravosa con carichi veicolari completamente scenterati rispetto all'asse dell'impalcato comprensivi anche dell'incremento per effetto dinamico q₂ e del carico della folla.

Si esegue il calcolo per la pila centrale su cui sono disposti tre appoggi fissi centrali e due multidirezionali laterali relativamente al primo impalcato e tre appoggi unidirezionali centrali e due multidirezionali laterali relativamente al secondo impalcato, come mostra la figura seguente:



Si sono considerate diverse disposizioni del carico veicolare scenterato rispetto all'asse dell'impalcato, e per ciascuna di esse si sono rispettivamente considerate due ulteriori situazioni che prevedono entrambe le campate a cavallo della pila caricate (situazione a) oppure una sola di tali campate caricata (situazione b); si riassumono nelle figure seguenti le quattro condizioni limite trattate:

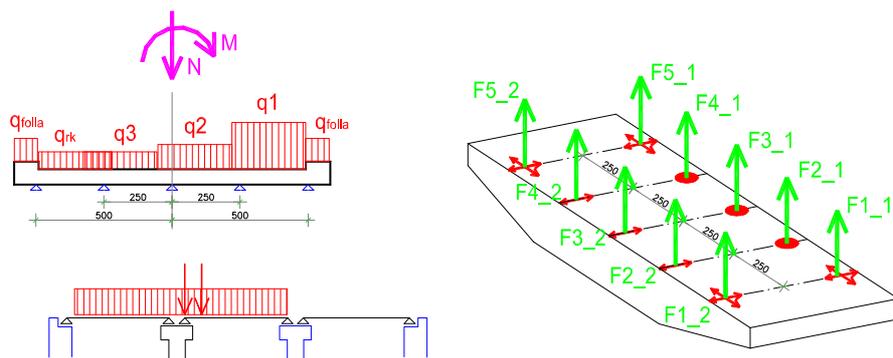


Figura 9-1: disposizione dei carichi 1a

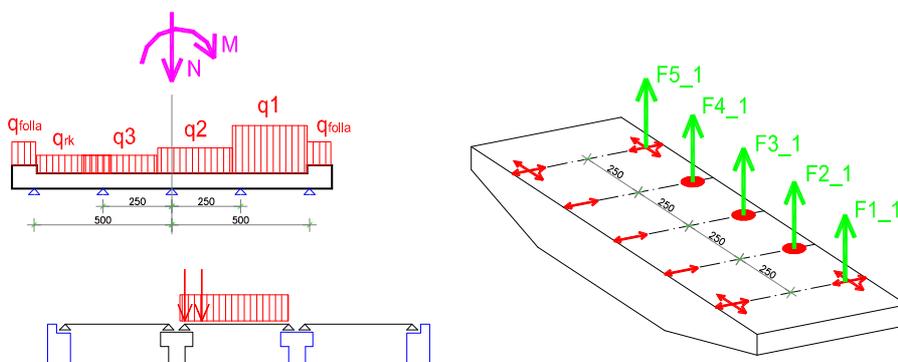


Figura 9-2: disposizione dei carichi 1b

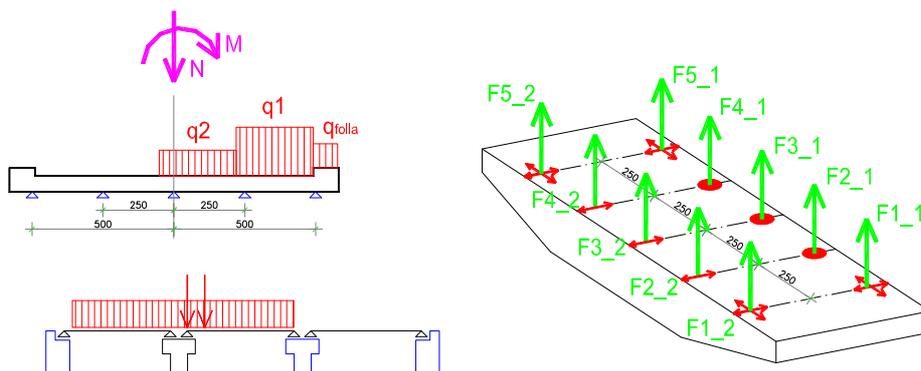


Figura 9-3: disposizione dei carichi 2a

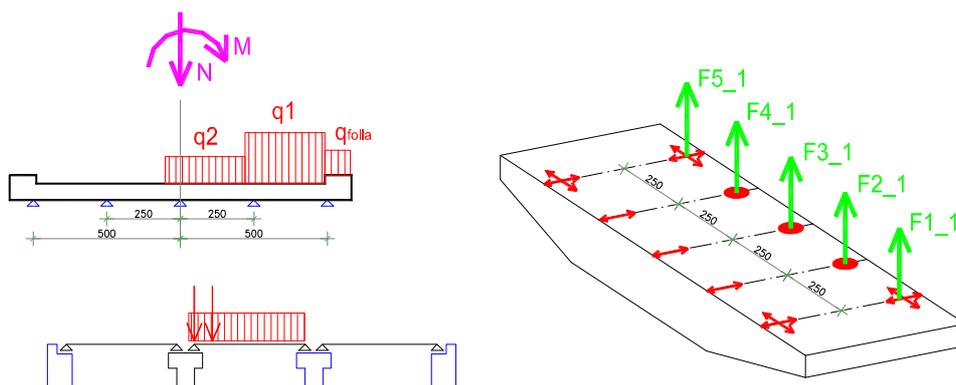


Figura 9-4: disposizione dei carichi 2b

I carichi agenti sugli appoggi sono stati calcolati applicandoli al modello descritto nel §7.3, tenendo quindi in conto l'eventuale ripartizione trasversale dell'impalcato.

DISPOSIZIONE DI CARICO

	1a	2a	1b	2b
	N	N	N	N
	[daN]	[daN]	[daN]	[daN]
F1_1	- 56 957	- 59 756	- 56 957	- 59 756
F2_1	- 62 238	- 58 456	- 62 238	- 58 456
F3_1	- 42 983	- 38 956	- 42 983	- 38 956
F4_1	- 30 195	- 25 590	- 30 195	- 25 590
F5_1	- 8 430	- 5 040	- 8 430	- 5 040
F1_2	- 28 608	- 31 407		
F2_2	- 17 637	- 13 855		
F3_2	- 14 847	- 10 748		
F4_2	- 14 774	- 10 243		
F5_2	7 158	6 312		

9.1.4 Azione longitudinale di frenamento [q₃]

Ciascuna campata trasferisce la forza di frenamento in corrispondenza degli appoggi fissi come indicato in figura.

Su ciascun appoggio fisso il carico da frenamento vale:

$$H_{fren} = 14\,916 \text{ daN / appoggio}$$

9.1.5 Azione del vento [q₅]

In conformità a quanto previsto nel progetto esecutivo depositato (cfr. Elab. SF RE01):

Vento a ponte scarico:

$$\begin{aligned} F1 &= 624.28 \text{ daN} \\ F2 &= 312.14 \text{ daN} \end{aligned}$$

Hx = 1231.09 daN

Vento a ponte carico:

F1 = 2604.24 daN

F2 = 1302.12 daN

Hx = 2960.41 daN

9.1.6 Azione di deragliamento del convoglio ferroviario

Nel progetto esecutivo precedente di gara di affidamento dei lavori delle opere eseguite e non completate ed oggetto di convenzioni con RFI, si era rispettata la normativa ferroviaria “Istruzioni per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo – sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari” si deve considerare l’azione del convoglio in deragliamento applicando alla pila, ad una altezza pari a 180 cm rispetto al piano del ferro, due forze non contemporanee rispettivamente parallela e perpendicolare rispetto alla direzione del binario:

$$F_{\text{perp}} = 75000 \text{ daN}$$

$$F_{\text{parall}} = 200000 \text{ daN}$$

Tali forze sono state combinate con le altre azioni come indicato al punto 1.7.4.2 delle “Istruzioni per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo – sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari”, tab. 1.7.4.2 per la situazione eccezionale. In tale combinazione di carico a S.L.U. i coefficienti parziali sulle azioni risultano tutti unitari; inoltre con riferimento alla tabella 1.7.4.3.2 il coefficiente parziale applicato all’azione del vento in questo caso risulta pari a $\psi_0 = 0.6$. La verifica era stata positiva.

9.1.7 Azione sismica q_6 generata dalle masse strutturali della pila

Si calcola l'effetto sismico sulla spalla mediante l’approccio con analisi statica equivalente.

La struttura viene pertanto sottoposta a forze statiche proporzionali alle masse w_i . L’azione dei due sistemi di forze sismiche ortogonali dirette secondo le direzioni x ed y si considera non contemporanea, per cui la verifica sismica della struttura viene eseguita separatamente per le due direzioni ortogonali ipotizzate per il sisma, combinandole successivamente come proposto dalla vigente normativa secondo la:

$$E_{X, \max} = 1.00 E_x + 0.30 E_y$$

$$E_{Y, \max} = 0.30 E_x + 1.00 E_y$$

Si riporta nel seguito il tabulato riassuntivo dell'analisi effettuato col programma di calcolo:

 Analisi sismica - Statica lineare - (NTC 2008)

DATI PROGETTO

Edificio sito in località (long. 10.854 lat. 45.159900)

Categoria del suolo di fondazione = C

Coeff. di amplificazione stratigrafica $S_s = 1.500$

Coeff. di amplificazione topografica $ST = 1.000$

$S = 1.500$

Vita nominale dell'opera $VN = 50$ anni

Coefficiente d'uso $CU = 1.5$

Periodo di riferimento $VR = 75.0$

PVR : probabilità di superamento in VR = 10 %

Tempo di ritorno = 712

Coeff. di smorzamento viscoso = 5.0

Valori risultanti per :

ag 1.071 [g/10]

Fo 2.553

TC* 0.302

Fattore di struttura q = 1.000

Rapporto spettro di esercizio / spettro di progetto = 0.429

Coeff. lambda = 1.0000

Sd = 0.176

Numero condizioni generanti carichi sismici : 2

Cond. 001 : Peso_proprio_____ con coeff. 1.000

Cond. 003 : pp_terreno_____ con coeff. 1.000

Condizioni di carico sismico generate:

Cond. 019 : Sisma X

Cond. 020 : Sisma Y

Cond. 021 : Torcente add. X

Cond. 022 : Torcente add. Y

Carichi sismici :

Piani	Pesi	C. distr.	Forze di piano	Torc. di piano X	Torc. di piano Y	Baric. X	Baric. Y
cm	daN		daN	daNcm	daNcm	cm	cm
132.5	29531	0.1760	5198	0	181913	350.0	300.0
225.0	24281	0.1760	4274	0	149572	350.0	300.0
317.5	22094	0.1760	3888	0	136098	350.0	300.0
370.0	40980	0.1760	7213	0	252438	350.0	300.0
880.0	112621	0.1760	19821	297319	1209097	344.3	300.0

9.1.8 Azione sismica q_6 generata dal terreno sulla pila

Trascurabile visto il ridotto interrimento della pila stessa.

9.1.9 Azione sismica q_6 generata dall'impalcato sulla spalla

Si considera il carico sismico trasmesso dal primo impalcato sugli appoggi fissi della pila:

- sisma X: $F_{\text{sisma imp., X}} = 57534 \text{ daN}$ / appoggio fisso
- sisma Y: $F_{\text{sisma imp., Y}} = 28767 \text{ daN}$ / appoggio fisso

Si considera il carico sismico trasmesso dal secondo impalcato sugli appoggi unidirezionali della pila:

- sisma X: $F_{\text{sisma imp., X}} = 0 \text{ daN}$ / appoggio fisso
- sisma Y: $F_{\text{sisma imp., Y}} = 28767 \text{ daN}$ / appoggio fisso

9.1.10 Riassunto Condizioni di Carico

Si riportano di seguito le condizioni di carico considerate, come numerate nel modello di calcolo, per la successiva definizione delle combinazioni di carico.

- 001) Peso_proprio_____
- 002) pp+Perm_ponte_____
- 003) pp_terreno_____
- 004) Frenamento_X
- 005) Vento_Y_ponte_scaric
- 006) Vento_Y_ponte_carico
- 007) Vento_Y_pila
- 008) Vento_X_pila
- 009) Mobili_disp_1a : $Q_{ik}+q_{ik}+folla$
- 010) Mobili_disp_1b : $Q_{ik}+q_{ik}+folla$
- 011) Mobili_disp_2a : $Q_{ik}+q_{ik}+folla$
- 012) Mobili_disp_2b : $Q_{ik}+q_{ik}+folla$
- 013) q_6 : Sisma_ponte_scar_Y
- 014) q_6 : Sisma_ponte_scar_X
- 015) svio_parallelo_binario
- 016) svio_perp._binario
- 017) q_6 : Sisma_X [strutt. pila]

- 018) q6 : Sisma_Y [strutt. pila]
- 019) q6 : Torcente_add_X [strutt. spalla]
- 020) q6 : Torcente_add_Y [strutt. spalla]

9.1.11 Combinazioni di Carico

Si riportano di seguito le combinazioni di carico sismiche in accordo con le NTC08 con le quali saranno nel seguito riefettuate le verifiche della sezione di base della spalla . Non si riportano le combinazioni complessive a S.L.U. e S.L.E. in quanto l'opera in esame è già stata realizzata nel suo complesso e risulta già collaudata in accordo con le normative vigenti al tempo di realizzazione (si rimanda per i dettagli al Progetto Esecutivo di gara già collaudato con esito positivo).

NOME	DESCRIZIONE	VERIFICA	TIPO	CONDIZ. INSERITE			CASI INSERITI	
				Num.	Coeff.	Segno	Num.	Coeff.
1	SISMA X +impalcati	S.L.U.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				13	1.000	+		
				14	0.300	+		
				17	1.000	±		
				18	0.300	±		
				19	1.000	±		
				20	0.300	±		
				2	SISMA Y +impalcati	S.L.U.	somma	1
2	1.000	+						
3	1.000	+						
13	0.300	+						
14	1.000	+						
17	0.300	±						
18	1.000	±						
19	0.300	±						
20	1.000	±						
3	SISMA X	S.L.U.	somma					1
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				17	1.000	±		
				18	0.300	±		
				19	1.000	±		
				20	0.300	±		
4	SISMA Y	S.L.U.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				17	0.300	±		
				18	1.000	±		
				19	0.300	±		
				20	1.000	±		

9.2 VERIFICHE STRUTTURALI

Si rimanda al progetto di gara depositato per le verifiche strutturali a S.L.U. e S.L.E. in accordo con le normative vigenti al tempo di realizzazione della spalla.

Si riportano nel seguito le ri-verifiche più cautelative dei principali elementi strutturali

della spalla con le nuove combinazioni di carico sismiche trattate nei precedenti paragrafi, in accordo con le recenti NTC08, più gravose rispetto a quanto previsto con le normative superate (DM 09/01/96 e succ. ORD. 3274/2003 e NTC05).

In particolare si riverificheranno la sezione di base del paramento in elevazione della pila, la sezione dei pilastri 150x150cm in cui la pila si sdoppia in elevazione, il pulvino, la suola di fondazione della spalla ed i pali in fondazione.

9.2.1 Verifica Sezione di Base della Pila (sez. A-A)

Le verifiche a pressoflessione saranno eseguite con l'ausilio del modulo "verifica sezioni" del programma di calcolo Dolmen: si riportano nel seguito il tabulato completo di verifica relativo alle combinazioni più gravose e il tabulato grafico relativo al riassunto della verifica più cautelativa.

Per quanto riguarda le verifiche a taglio si riporteranno i risultati ottenuti tramite un foglio elettronico sviluppato in ambiente Excel, che fa riferimento alle formulazioni riportate al p.to 4.1.2.1.3 delle NTC08.

Descrizione : Sezione in C.A.
 Nome lavoro : S2115E
 Nome file : verifica sez base pila.VSE
 Tipo verifica : stati limite - pressoflessione deviata.
 Unità di misura generiche: daN; cm; daNcm; daN/cm2; d in mm; deformazioni*1000.
 ferri : diametri in mm; aree in cm2.

Simboli:
 vert. = contorno_vertice del CLS; d = diametro;
 S = Sigma (tensioni sui materiali);
 D = Deformazioni x 1000 (epsilon);
 ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 350. ; fck = 290.5 ; fcd = 164.62 (.35%)
 Acciaio : Tipo= FeB450C ; ftk = 4500. ; fyk = 4500. ; ftd = 3913.04 (1%)

SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: RETTANGOLARE

CLs:

vert.	Z	Y
1- 1	225.	0.
1- 2	375.	0.
1- 3	375.	-700.
1- 4	225.	-700.

Acciaio lento:

ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm2]					
1	231.	-694.	24.	4.5239	18	231.	-359.8	24.	4.5239
2	231.	-674.3	24.	4.5239	19	231.	-340.2	24.	4.5239
3	231.	-654.7	24.	4.5239	20	231.	-320.5	24.	4.5239
4	231.	-635.	24.	4.5239	21	231.	-300.9	24.	4.5239
5	231.	-615.4	24.	4.5239	22	231.	-281.2	24.	4.5239
6	231.	-595.7	24.	4.5239	23	231.	-261.5	24.	4.5239
7	231.	-576.1	24.	4.5239	24	231.	-241.9	24.	4.5239
8	231.	-556.4	24.	4.5239	25	231.	-222.2	24.	4.5239
9	231.	-536.7	24.	4.5239	26	231.	-202.6	24.	4.5239
10	231.	-517.1	24.	4.5239	27	231.	-182.9	24.	4.5239
11	231.	-497.4	24.	4.5239	28	231.	-163.3	24.	4.5239
12	231.	-477.8	24.	4.5239	29	231.	-143.6	24.	4.5239
13	231.	-458.1	24.	4.5239	30	231.	-123.9	24.	4.5239
14	231.	-438.5	24.	4.5239	31	231.	-104.3	24.	4.5239
15	231.	-418.8	24.	4.5239	32	231.	-84.6	24.	4.5239
16	231.	-399.1	24.	4.5239	33	231.	-65.	24.	4.5239
17	231.	-379.5	24.	4.5239	34	231.	-45.3	24.	4.5239
					35	231.	-25.7	24.	4.5239

36	231.	-6.	24.	4.5239	61	369.	-477.8	24.	4.5239
37	369.	-6.	24.	4.5239	62	369.	-497.4	24.	4.5239
38	369.	-25.7	24.	4.5239	63	369.	-517.1	24.	4.5239
39	369.	-45.3	24.	4.5239	64	369.	-536.7	24.	4.5239
40	369.	-65.	24.	4.5239	65	369.	-556.4	24.	4.5239
41	369.	-84.6	24.	4.5239	66	369.	-576.1	24.	4.5239
42	369.	-104.3	24.	4.5239	67	369.	-595.7	24.	4.5239
43	369.	-123.9	24.	4.5239	68	369.	-615.4	24.	4.5239
44	369.	-143.6	24.	4.5239	69	369.	-635.	24.	4.5239
45	369.	-163.3	24.	4.5239	70	369.	-654.7	24.	4.5239
46	369.	-182.9	24.	4.5239	71	369.	-674.3	24.	4.5239
47	369.	-202.6	24.	4.5239	72	369.	-694.	24.	4.5239
48	369.	-222.2	24.	4.5239	73	352.3	-6.	24.	4.5239
49	369.	-241.9	24.	4.5239	74	331.3	-6.	24.	4.5239
50	369.	-261.5	24.	4.5239	75	310.3	-6.	24.	4.5239
51	369.	-281.2	24.	4.5239	76	289.3	-6.	24.	4.5239
52	369.	-300.9	24.	4.5239	77	268.3	-6.	24.	4.5239
53	369.	-320.5	24.	4.5239	78	247.3	-6.	24.	4.5239
54	369.	-340.2	24.	4.5239	79	349.6	-694.	24.	4.5239
55	369.	-359.8	24.	4.5239	80	329.7	-694.	24.	4.5239
56	369.	-379.5	24.	4.5239	81	309.8	-694.	24.	4.5239
57	369.	-399.1	24.	4.5239	82	289.9	-694.	24.	4.5239
58	369.	-418.8	24.	4.5239	83	269.9	-694.	24.	4.5239
59	369.	-438.5	24.	4.5239	84	250.	-694.	24.	4.5239
60	369.	-458.1	24.	4.5239					

SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in $z=300.$; $y=-350.$
 Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.

N.	N	Mz	My	sollecitaz. ultima calcolata (MRd/Msd)
1	-1213879.	-156336692.	36623497.	Mz-:-798171091./-156336692.=5.1055
2	-1213879.	20652092.	6345987.	Mz+:811029404./20652092.=39.271
3	-1213879.	-5381518.	-21153289.	My+:-181836121./-21153289.=8.5961
4	-1213879.	-34447129.	164384902.	My+:181764852./164384902.=1.1057
5	-1213879.	-156336692.	36623497.	Mz-:-798171091./-156336692.=5.1055
6	-1213879.	-34447129.	164384902.	My+:181764852./164384902.=1.1057

RISULTATI

Piani di equilibrio ($\epsilon_{ps} = \mu_z * y + \mu_y * z + \lambda_m$):

sol.	μ_z	μ_y	λ_m
1.	.00000029651	-.00000142495	.00046893898
2.	-.00000003048	-.00000019524	-.00002494343
3.	.00000000794	.00000065066	-.0002654345
4.	.00000019782	-.00002002368	.00672583307
5.	.00000029651	-.00000142495	.00046893898
6.	.00000019782	-.00002002368	.00672583307

Deformazioni massime sui materiali:

sol	cls				Acciaio lento			
	vert.	D cls	S cls	Ve	ferro	D ferri	S ferri	Ve
1	1- 3	-.273	-39.3	si	36.	.138	276.	si
2	1- 2	-.0982	-14.8	si	1.	-.0489	-97.8	si
3	1- 4	-.1246	-18.6	si	37.	-.0254	-50.8	si
4	1- 3	-.9215	-109.5	si	36.	2.0992	3913.1	si
5	1- 3	-.273	-39.3	si	36.	.138	276.	si
6	1- 3	-.9215	-109.5	si	36.	2.0992	3913.1	si

Tipo verifica: stato limite ultimo

SOLLECITAZIONI AGENTI:

N_d in $z = 300$; $y = -350$.

$N_d = -1213879$.

$M_dz = -34447129$.

$M_d y = 164384902$.

UNITA' DI MISURA:

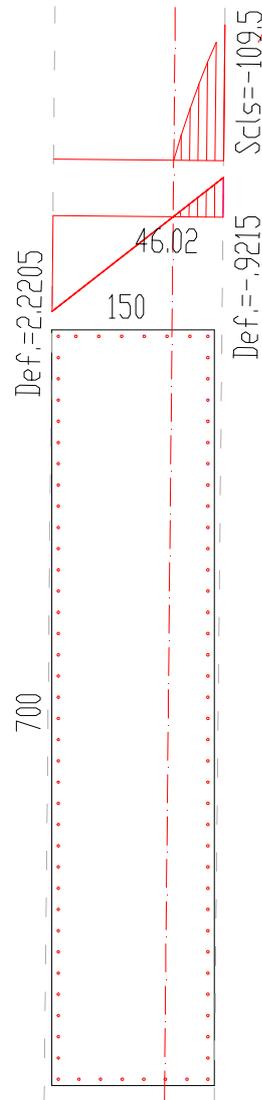
daN; cm; daNcm; daN/cm².

ϕ in mm; deformazioni*1000.

SIMBOLI:

S=sigma (tensioni sui materiali);

D=deformazioni (epsilon);



TENSIONE MASSIMA NEL CLS:

Iverl	Z	Y	Dcls	Sc/s	Ivel
1	31	375	1-700	1	-921521
					-109.5

TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:

Iferl	Z	Y	ϕ (mm)	Af(cm ²)	D ferri	S ferri	Ivel
1	36	231	1	-6	1	24	4.52
							2.09918
							3913.1

% ARMAT: tesa= .19; comp.= .17; tot.= .36

Verifica taglio su sez. A-A della pila (rif. p.to 4.1.2.1.3 NTC08):

$N_{Ed} = -1213800$ daN

$V_{Ed} = 241300$ daN

Con riferimento alla sezione della figura precedente e a quanto riportato nelle tavole grafiche allegate:

$$V_{Rd} = 525044 \text{ daN}$$

$$V_{Ed} < V_{Rd} \quad (\text{non serve armatura a taglio aggiuntiva}) \quad (\text{verificato})$$

9.2.1.1 VERIFICA SEZ. B-B DELLA PILA

Descrizione : Sezione asta 5
 Nome lavoro : S2115E
 Nome file : Vs_nuovo.VSE
 Tipo verifica : stati limite - pressoflessione deviata.
 Unità di misura generiche: daN; cm; daNcm; daN/cm²; d in mm; deformazioni*1000.
 ferri : diametri in mm; aree in cm².

Simboli:
 vert. = contorno_vertice del CLS; d = diametro;
 S = Sigma (tensioni sui materiali);
 D = Deformazioni x 1000 (epsilon);
 ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 350. ; fck = 290.5 ; fcd = 154.33 (.35%)
 Acciaio : Tipo= FeB450C ; ftk = 4500. ; fyk = 4500. ; ftd = 3913.04 (1%)

SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls:		Acciaio lento:					
vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm ²]
1- 1	-75.	150.	1	69.	6.	26.	5.3093
1- 2	75.	150.	2	53.7	6.	26.	5.3093
1- 3	75.	0.	3	38.3	6.	26.	5.3093
1- 4	-75.	0.	4	23.	6.	26.	5.3093
			5	7.7	6.	26.	5.3093
			6	-7.7	6.	26.	5.3093
			7	-23.	6.	26.	5.3093
			8	-38.3	6.	26.	5.3093
			9	-53.7	6.	26.	5.3093
			10	-69.	6.	26.	5.3093
			11	-69.	144.	26.	5.3093
			12	-53.7	144.	26.	5.3093
			13	-38.3	144.	26.	5.3093
			14	-23.	144.	26.	5.3093
			15	-7.7	144.	26.	5.3093
			16	7.7	144.	26.	5.3093
			17	23.	144.	26.	5.3093
			18	38.3	144.	26.	5.3093
			19	53.7	144.	26.	5.3093
			20	69.	144.	26.	5.3093
			21	-69.	19.3	26.	5.3093
			22	-69.	35.5	26.	5.3093
			23	-69.	51.7	26.	5.3093
			24	-69.	67.9	26.	5.3093
			25	-69.	84.1	26.	5.3093
			26	-69.	100.3	26.	5.3093
			27	-69.	116.5	26.	5.3093
			28	-69.	132.7	26.	5.3093
			29	69.	133.8	26.	5.3093
			30	69.	117.5	26.	5.3093
			31	69.	101.2	26.	5.3093
			32	69.	84.9	26.	5.3093
			33	69.	68.5	26.	5.3093
			34	69.	52.2	26.	5.3093
			35	69.	35.9	26.	5.3093
			36	69.	19.6	26.	5.3093

SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 75. (baricentro CLS)

Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.		Sollecitaz. ultima calcolata	
N.	N	Mz	My
1	-662041.	47034573.	-234702.
2	-566915.	-290783.	-5126995.
3	-592907.	-1757232.	46017644.
4	-688479.	-7138063.	11114445.
5	-523658.	-4233083.	234702.

Mz+:83988259./47034573.=1.7857
 My+:-79973317./-5126995.=15.599
 My+:80924392./46017644.=1.7586
 My+:83924429./11114445.=7.5509
 Mz-:-78786068./-4233083.=18.612

RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz * y +muy * z + lam):

sol.	muz	muy	lambda
1.	-.00001187384	.000000075	.00088998002
2.	.0000000445	.00000070861	-.00015586571
3.	.00000049217	-.00001239113	.00001581038
4.	.00000100588	-.00000156176	-.00026353565
5.	.00000058427	-.00000003258	-.00018429503

Deformazioni massime sui materiali:

sol	Cls			ve	Acciaio lento			ve
	vert.	D	c		ferro	D	ferri	
1	1- 1	-.8967	-107.4	si	1.	.8239	1647.8	si
2	1- 4	-.209	-30.6	si	20.	-.1006	-201.1	si
3	1- 3	-.9135	-108.8	si	11.	.9417	1883.3	si
4	1- 3	-.3807	-53.2	si	11.	-.0109	-21.9	si
5	1- 3	-.1867	-27.5	si	11.	-.0979	-195.8	si

SOLLECITAZIONI AGENTI:

Nd in z= 0, ; y= 75. (baricentro CLS)

Nd = -592907.

Mdz= -1757232.

Mdy= 80924392.

Myult/Mdy=80924392. / 46017644. = 1.75855139584816

UNITA' DI MISURA:

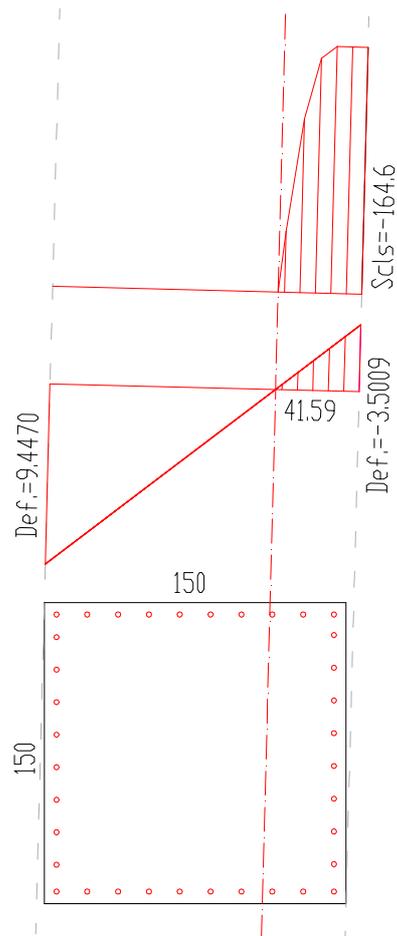
daN; cm; daNcm; daN/cm².

Ø in mm; deformazioni*1000.

SIMBOLI:

S=sigma (tensioni sui materiali);

D=deformazioni (epsilon):



TENSIONE MASSIMA NEL CLS:

Iverl Z I Y I Dcls I Scls I Vel
I 3I 75. I 0. I -3.50086I -164.6I nol

TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:

Iferl Z I Y I Ø(mm)IAF(cm²)ID ferri IS ferri I Vel
I 11I -69. I 144. I 26I 5.31I 8.92906I 3916.4I sil

% ARMAT: tesa= .52; comp.= .33; tot.= .85

Verifica taglio su sez. B-B della pila (rif. p.to 4.1.2.1.3 NTC08):

$$N_{Ed} = -688400 \text{ daN}$$

$$V_{Ed} = 116000 \text{ daN}$$

Con riferimento alla sezione della figura precedente e a quanto riportato nelle tavole grafiche allegate:

$$V_{Rd} = 185452 \text{ daN}$$

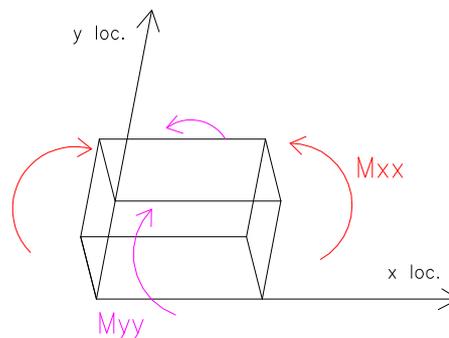
$$V_{Ed} < V_{Rd} \quad (\text{non serve armatura a taglio aggiuntiva}) \quad (\text{verificato})$$

9.2.2 Verifica Suola di fondazione della Spalla

Si riverifica la suola di fondazione della spalla con le nuove sollecitazioni derivanti dai casi sismici trattati.

La verifica viene eseguita mediante il modulo di verifica degli elementi bidimensionali.

Si riportano nel seguito le distribuzioni dei momenti M_{xx} , M_{yy} sulla suola di fondazione.



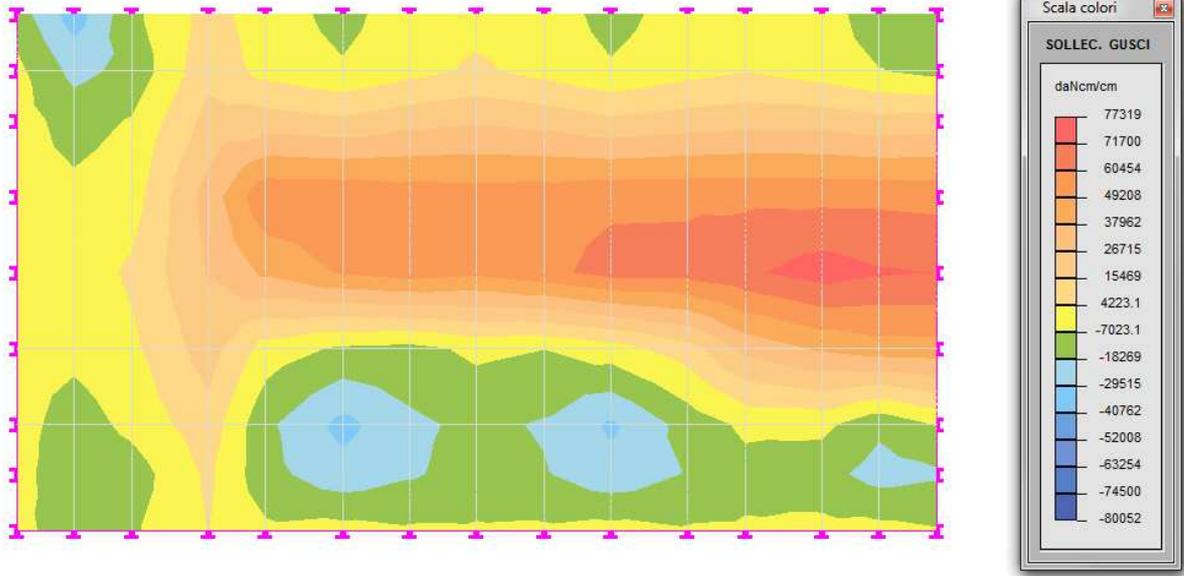


Figura 9-5: Mxx min. [daN·cm/cm] - involucro comb. sismiche

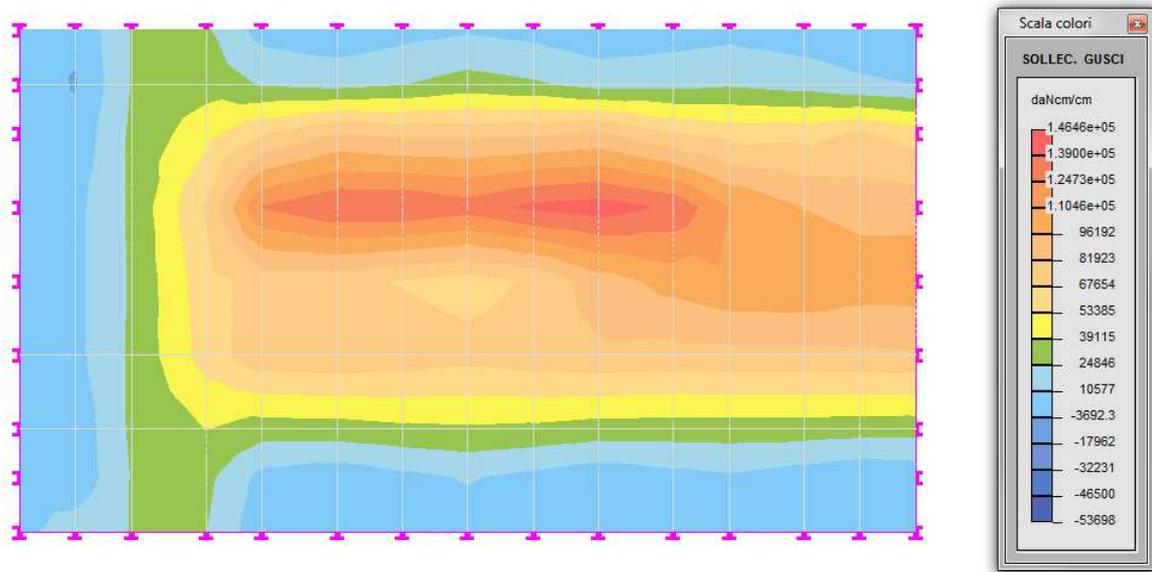


Figura 9-6: Mxx max. [daN·cm/cm] - involucro comb. sismiche

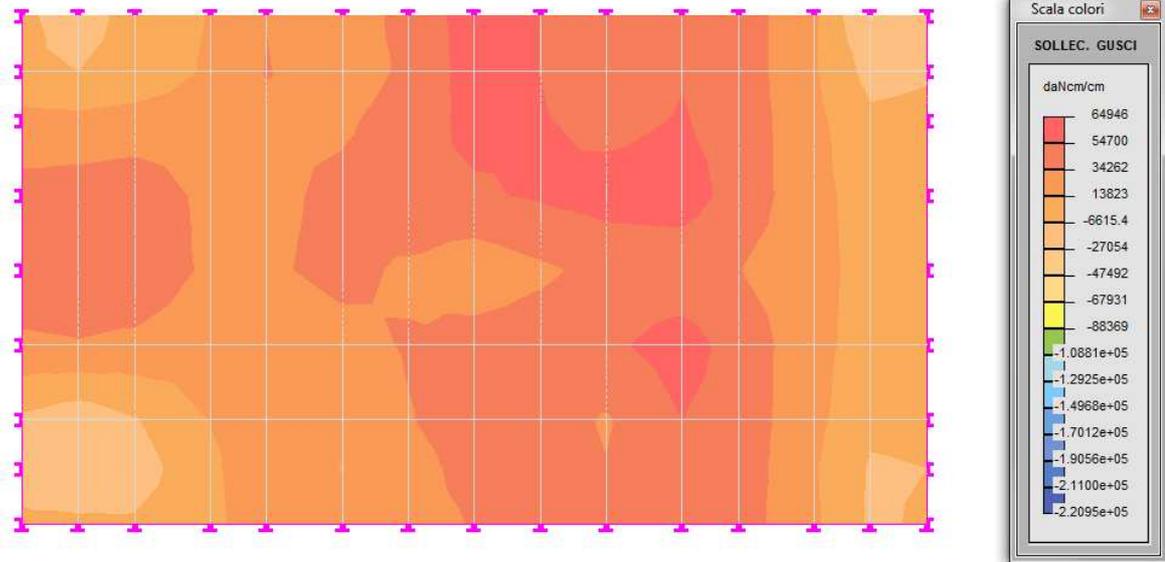


Figura 9-7: Myy min. [daN·cm/cm] - involucro comb. sismiche

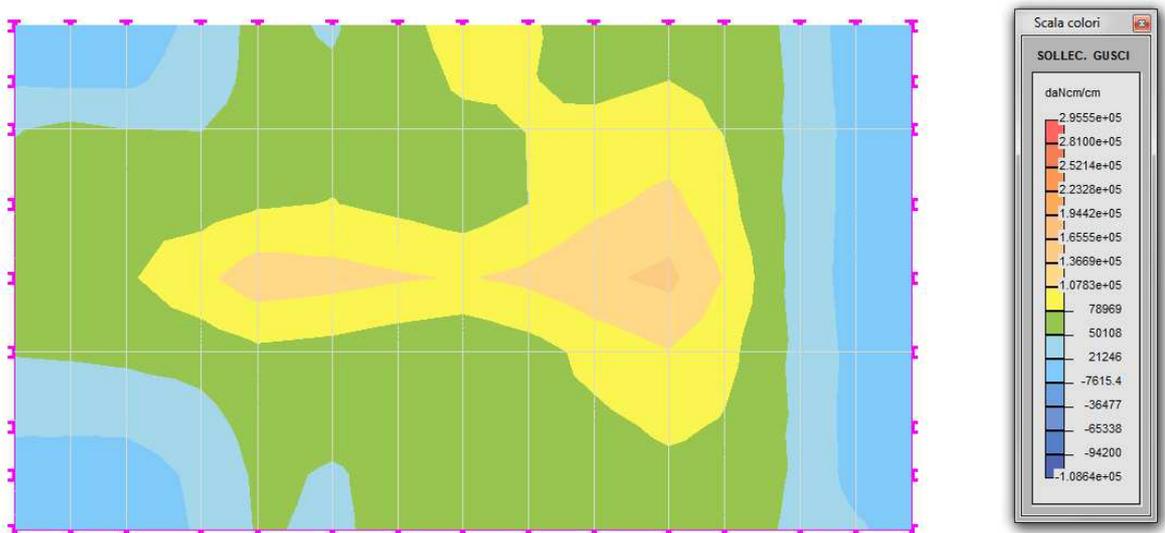


Figura 9-8: Myy max. [daN·cm/cm] - involucro comb. sismiche

Le verifiche risultano soddisfatte: si rimanda agli allegati per il tabulato completo di verifica.

9.2.3 Verifica del pulvino

La verifica del pulvino della pila viene eseguita mediante il modulo di verifica degli elementi bidimensionali; si rimanda agli allegati per le verifiche a S.L.U. con le combinazioni di carico trattate al §9.1.11.

Si riportano nel seguito le distribuzioni dei momenti M_{xx} , M_{yy} sul pulvino.

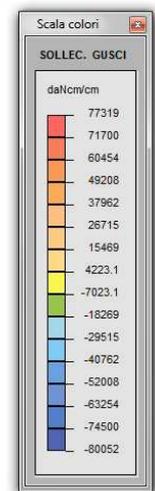
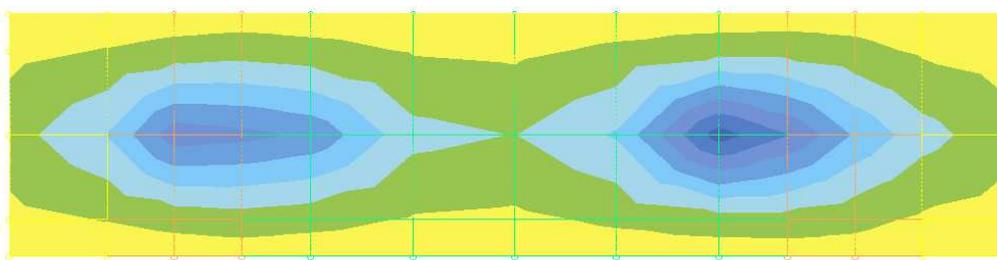
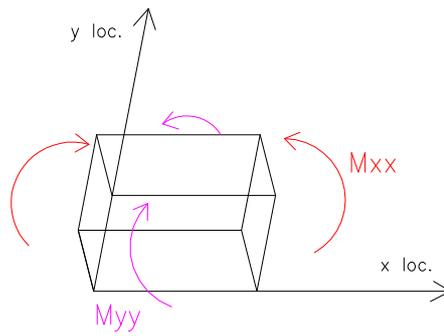


Figura 9-9: M_{xx} min. [daN·cm/cm] - involucro comb. sismiche

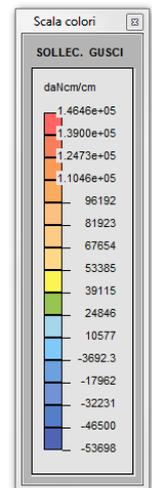
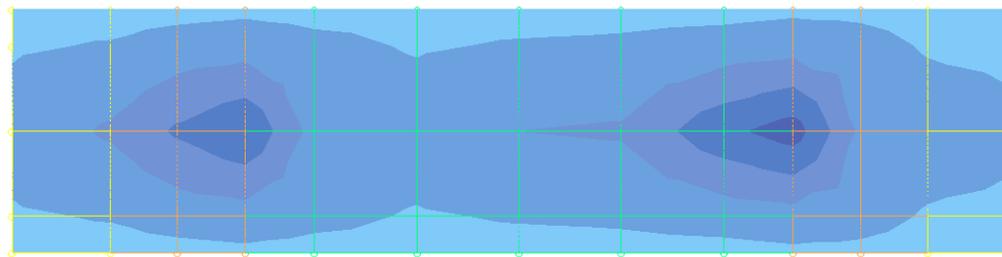


Figura 9-10: M_{xx} max. [daN·cm/cm] - involucro comb. sismiche

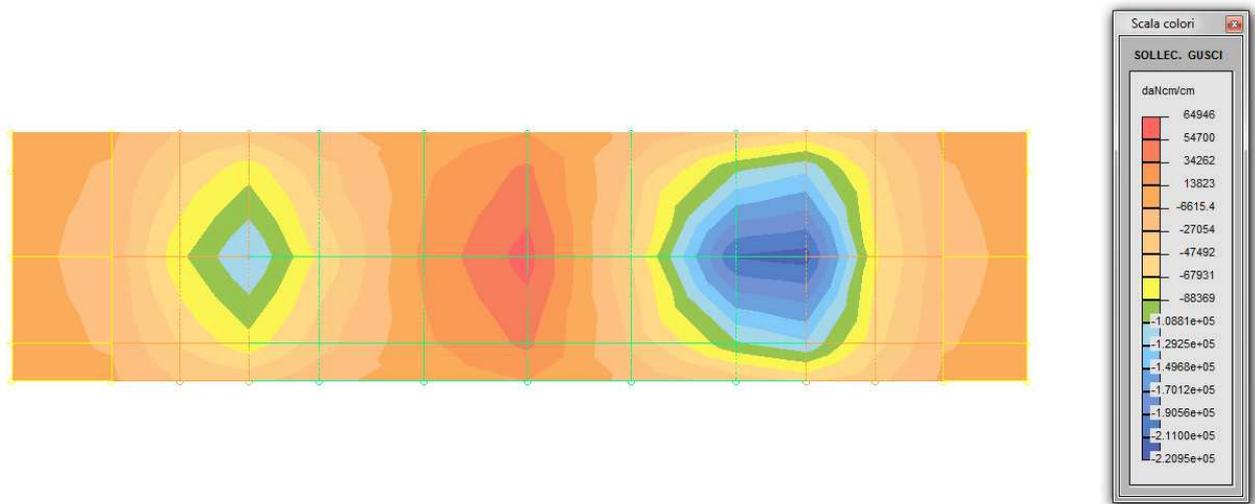


Figura 9-11: Myy min. [daN·cm/cm] - involucro comb. sismiche

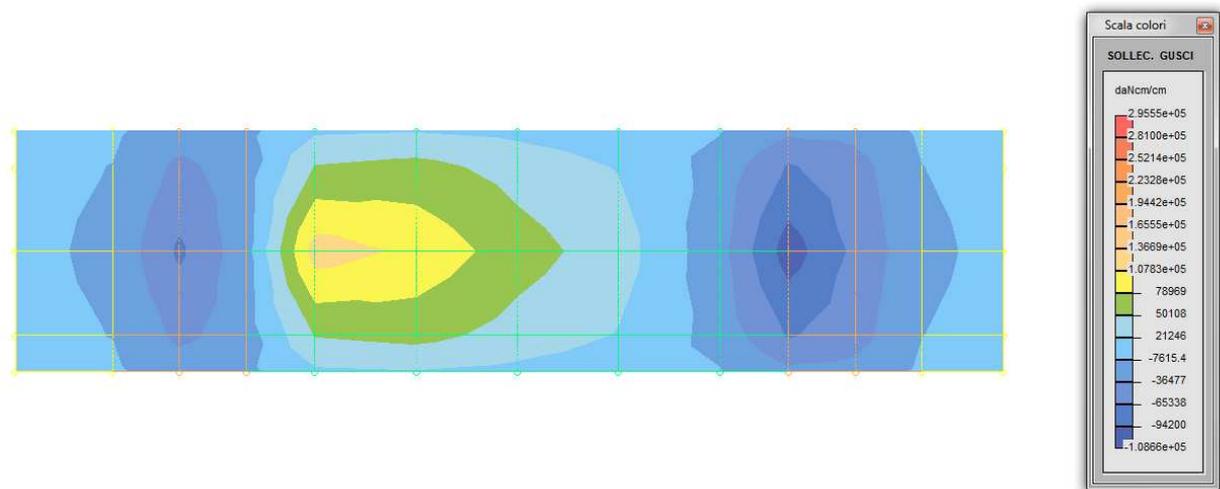


Figura 9-12: Myy max. [daN·cm/cm] - involucro comb. sismiche

Per quanto riguarda le verifiche a taglio nella situazione più gravosa ottenuta integrando i valori delle tensioni tangenziali calcolate sul pulvino nella sezione tra i pilastri per le combinazioni di carico trattate (cfr. §9.1.11), si ottiene un taglio massimo agente a SLU pari a:

$$V_{Ed} = 66500 \text{ daN}$$

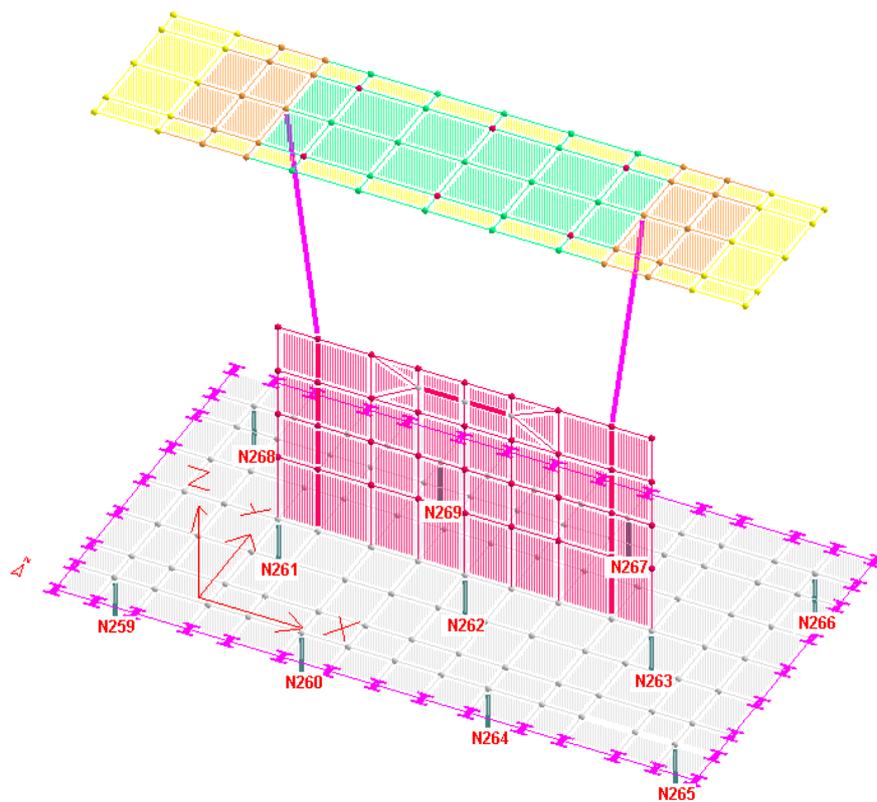
(sezione di calcolo: $H_{med} \times B = 100 \times 300 \text{ cm}$; $A_{s \text{ long sup}} = A_{s \text{ long inf}} = 1 \phi 26/20$; $R_{ck}=40 \text{ MPa}$)

$$V_{Rd} = 101272 \text{ daN} > V_{Ed} \quad (\text{verificato})$$

Tale valore, ottenuto con l'involuppo delle sole combinazioni sismiche trattate è comunque inferiore a quello ottenuto con tutte le altre combinazioni dei carichi gravitazionali e veicolari riportate nel progetto depositato (cfr. Elab. SF RE01), pertanto implicitamente verificato. Si rimanda alla relazione depositata SF RE01 per le altre verifiche a taglio, più gravose.

9.2.4 Riverifica dei pali in fondazione (NTC08)

Si evidenziano in figura i nodi vincolari corrispondenti alle teste pali da riverificare.



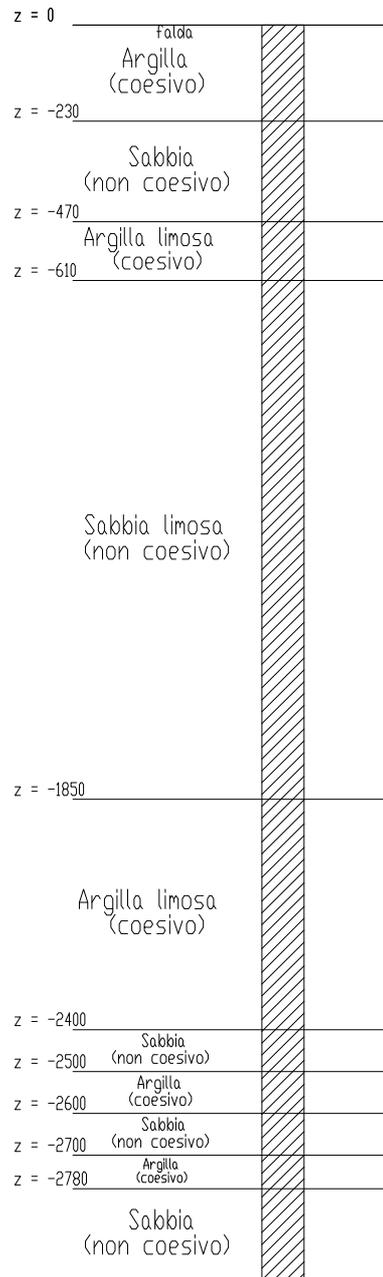
Il calcolo del palo viene eseguito mediante il programma di calcolo ad elementi finiti di OmniaIs di Torino, considerando le azioni in testa ai pali calcolate mediante il modello di calcolo della pila precedentemente illustrato.

Si riporta di seguito lo schema del palo calcolato con l'indicazione della stratigrafia considerata, mentre si rimanda ai tabulati di calcolo successivi per la descrizione puntuale dei parametri geotecnici e di calcolo utilizzati.

Il palo della pila ha diametro 100 cm e lunghezza 30.00 m.

La testa del palo si trova a quota 21.25 m s.l.m. mentre la quota di piano campagna della prova CPTU 5 considerata si trova a quota 22.96 m s.l.m.

Si considera il palo completamente immerso in falda.



9.2.4.1 Descrizione dei metodi di calcolo utilizzati per le portate dei pali

Si rimanda a quanto già trattato nel §8.2.3.1 della presente relazione.

9.2.4.2 Riassunto delle verifiche condotte sui pali

Per la portata di base calcolata vale 39648.08 daN. ; si applica $\gamma_b=1.00$. Vale pertanto:

Portata di calcolo: $Q_{b,d} = 39648.08$ daN.

Tale valore è stato assegnato in conformità a quanto calcolato nel precedente Progetto Esecutivo di gara e a quanto provato sperimentalmente in opera, collaudato con esito positivo in data 15/04/2015

Per la portata laterale vale: portata di calcolo $Q_{sc,d}=545506.15$ daN, $Q_{st,d}=273130.07$ daN.

Tale valore è stato assegnato in conformità a quanto calcolato nel precedente Progetto Esecutivo di gara e a quanto provato sperimentalmente in opera, collaudato con esito positivo in data 15/04/2015

La Portata Totale del palo da calcolo (base + laterale) vale:

$Q_{tc,d} = 585154.23$ daN (compres);

$Q_{tt,d} = 273130.07$ daN (traz.) .

La seguente tabella riassume schematicamente tutte le verifiche eseguite nei vari casi di calcolo definiti. Per ciascuna verifica è indicato il confronto tra resistenza di calcolo R_d ed azione di calcolo S_d , ed il relativo fattore di sicurezza fs .

Si rimanda agli allegati per i tabulati completi delle verifiche condotte sui pali.

Caso	C.Port. [daN][f.s.]	Cedim. [mm]	R.Tras. [daN][f.s.]	Sp.Ori. [mm]	C.A.:M [daN*cm][f.s.]	C.A.:V [daN][f.s.]
1: SISMA X +impalcati	PM8-S5 585154/279876 = 2.09	---	PM1-S6 10927548/18621 = 586.85	---	PM1-S9 14829727/69578 41 = 2.13	PM3-S5 41659/18785 = 2.22
2: SISMA Y +impalcati	PM8-S5 585154/271155 = 2.16	---	PM4-S1 10927548/37266 = 293.23	---	PM1-S9 15036051/82861 19 = 1.81	PM4-S1 41659/37266 = 1.12
3: SISMA X	PM1-S8 585154/242868 = 2.41	---	PM7-S9 10927548/11105 = 984.04	---	PM7-S6 15690284/17819 43 = 8.81	PM7-S9 41659/11105 = 3.75
4: SISMA Y	PM2-S8 585154/243367 = 2.40	---	PM7-S9 10927548/12543 = 871.18	---	PM7-S6 15717724/18061 00 = 8.70	PM7-S9 41659/12543 = 3.32

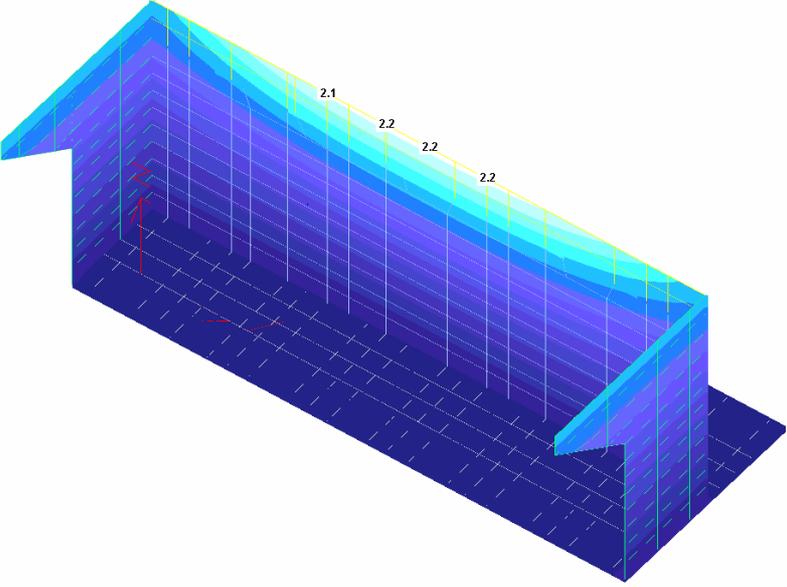
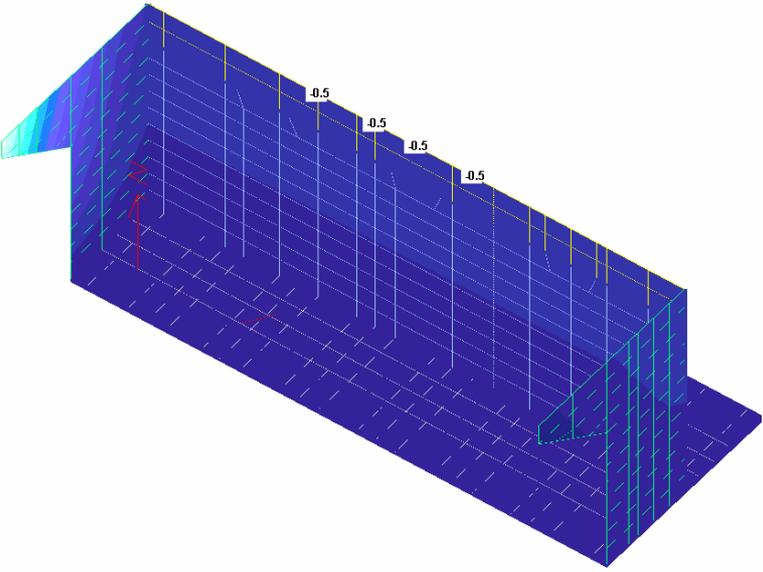
C.Port. = Capacità portante Cedim. = Cedimento R.Tras. = Resistenza trasversale Sp.Ori. = Spostamento orizzontale C.A.:M = C.A.: pressoflessione C.A.:V = C.A.: taglio

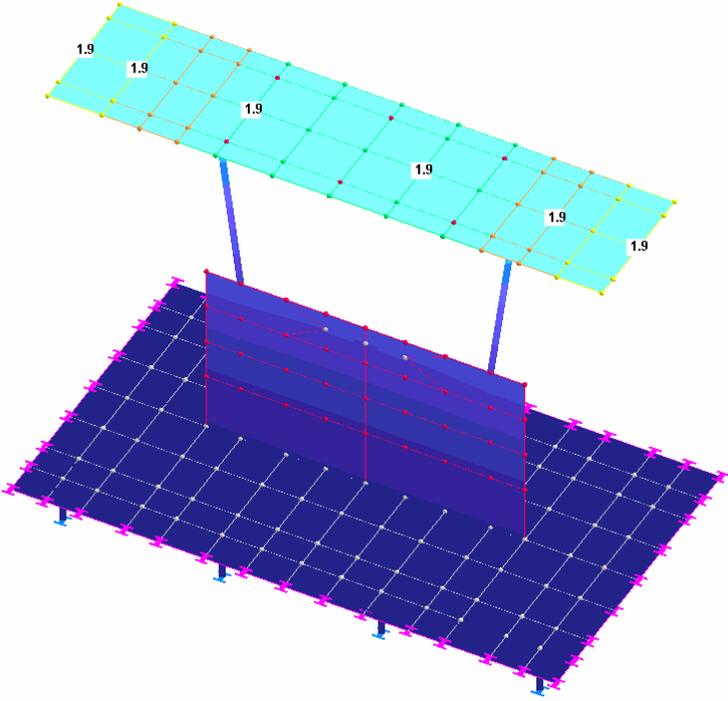
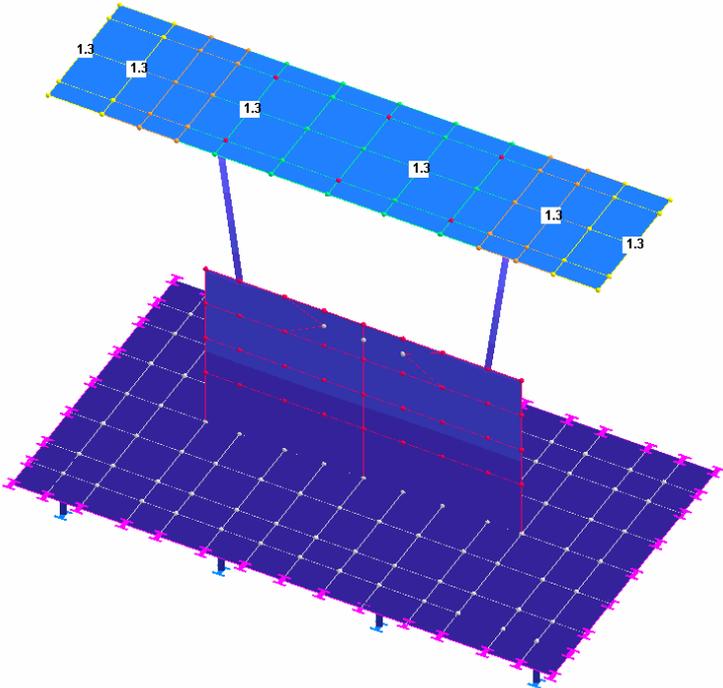
Le verifiche in accordo con le precedenti normative erano ampiamente verificate: le riverifiche con le nuove normative risultano soddisfatte, con fattore di sicurezza sempre $f_s \geq 1.00$.

Si rimanda agli allegati per i tabulati completi di riverifica dei pali.

10 VERIFICA DI COMPATIBILITA' DEGLI SPOSTAMENTI LONGITUDINALI E TRASVERSALI CON QUELLI CONSENTITI DAGLI APPOGGI ADOTTATI

Si riportano nella tabella seguente i valori dei massimi spostamenti longitudinali (direzione X) e trasversali (direzione Y) ottenuti con l'inviluppo delle combinazioni sismiche trattate negli specifici paragrafi in relazione per la spalla e la pila più sollecitate.

	<p>Massimo spostamento in direzione longitudinale X (parallela ad asse impalcato) della spalla:</p> $ \Delta x_{\max, \text{Sisma X}} = 2.2 \text{ cm}$
	<p>Massimo spostamento in direzione trasversale Y (ortogonale ad asse impalcato) della spalla:</p> $ \Delta y_{\max, \text{Sisma Y}} = 0.5 \text{ cm}$

	<p>Massimo spostamento in direzione longitudinale X (parallela ad asse impalcato) della pila:</p> $ \Delta x_{\max, \text{Sisma X}} = 1.9 \text{ cm}$
	<p>Massimo spostamento in direzione trasversale Y (ortogonale ad asse impalcato) della pila:</p> $ \Delta y_{\max, \text{Sisma Y}} = 1.3 \text{ cm}$

I valori ottenuti risultano compatibili con i massimi spostamenti ammessi con gli apparecchi di appoggio unidirezionali e multidirezionali trattati nello specifico paragrafo.