

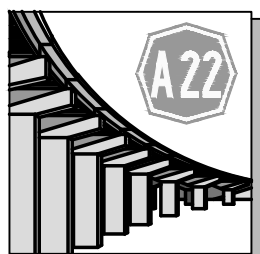
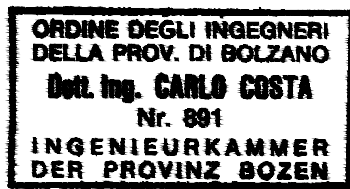
**ORDINE DEGLI INGEGNERI  
DELLA PROV. DI TRENTO**  
**dott.ing. ROBERTO BOSETTI**  
INSCRIZIONE ALBO N° 1027

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO  
*dott. ing. Roberto Bosetti*

# autostrada del brennero

PROGETTO DEFINITIVO PER LA REALIZZAZIONE  
DELLA TERZA CORSIA NEL TRATTO COMPRESO  
TRA VERONA NORD (KM 223) E L'INTERSEZIONE  
CON L'AUTOSTRADA A1 (KM 314)

<b>B</b>	<b>LOTTO 3 - da Nogarole Rocca (km 246+185) a Campogalliano (km 312+200)</b>
<b>4.4.1.</b>	INTERVENTI SULLE OPERE D'ARTE Ponte sul fiume Po (pr km 269+115) Relazione di calcolo

0	MAR. 2021	EMISSIONE	WEIS	OSS PAPOT	C. COSTA
REVISIONE:	DATA:	DESCRIZIONE:	REDAZIONE:	VERIFICA:	APPROVAZIONE:
DATA PROGETTO: LUGLIO 2009			<b>DIREZIONE TECNICA GENERALE</b>		IL DIRETTORE TECNICO GENERALE E PROGETTISTA: 
NUMERO PROGETTO: 31/09					

**Autostrada del Brennero S.p.A.**  
**Via Berlino, 10**  
**38100 - Trento**

**PROGETTO DEFINITIVO PER IL  
RIFACIMENTO DEL PONTE  
SUL FIUME PO  
Relazione di calcolo**

**Como, Agosto 2009**

**Prof. ing. Antonio Capsoni**



*Antonio Capsoni*

<b>1. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO</b>	<b>1</b>
<b>2. CRITERI DI CALCOLO E NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b>	<b>4</b>
<b>3. INQUADRAMENTO GEOTECNICO E CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SUOLO</b>	<b>5</b>
<b>4. MATERIALI</b>	<b>7</b>
<b>4.1. Acciaio per carpenteria tipo S355 J2G1W (Corten B)</b>	<b>7</b>
<b>4.2. Acciaio per pioli Nelson</b>	<b>7</b>
<b>4.3. Calcestruzzo C30/37 per intervento sbalzi stampelle</b>	<b>7</b>
<b>4.4. Calcestruzzo Super-compattante C45/55</b>	<b>7</b>
<b>5. CARICHI E SOVRACCARICHI</b>	<b>8</b>
<b>5.1.1. Azioni permanenti: g</b>	<b>8</b>
5.1.1.1. $g_1$ - Peso proprio delle strutture	8
5.1.1.2. $g_2$ - Carichi permanenti portati	8
5.1.1.3. $\varepsilon_3$ - Deformazioni termiche	8
<b>5.1.2. Azioni variabili: Q</b>	<b>11</b>
5.1.2.1. $q_{1,a}$ - Schema di carico 1	11
5.1.2.2. $q_{2,b}$ - Schema di carico 2	12
5.1.2.3. $q_{1,c}$ - Schema di carico 3	12
5.1.2.4. $q_3$ - Azione longitudinale di frenamento	13
5.1.2.5. $q_{sv}$ - Azione del vento	13
5.1.2.6. $q_{sn}$ - Azione della neve	14
5.1.2.7. $q_8$ - Urto di veicoli in svio	14
5.1.2.8. Azioni nella fase di sostituzione degli apparecchi di appoggio	15
<b>6. STAMPELLE IN C.A./C.A.P.</b>	<b>16</b>
<b>6.1. Analisi situazione esistente</b>	<b>16</b>
<b>6.2. Analisi statica globale di raffronto</b>	<b>17</b>
<b>6.3. Analisi e verifiche statiche locali</b>	<b>25</b>
<b>6.3.1. Sbalzi di soletta</b>	<b>25</b>
6.3.1.1. Statica	25
6.3.1.2. Deformabilità e connettori di cordolo	29
<b>6.3.2. Campi interni di soletta</b>	<b>30</b>
<b>6.3.3. Verifica sollecitazioni da barriere di sicurezza</b>	<b>30</b>
6.3.3.1. Svio	30
6.3.3.2. Vento	30
<b>6.3.4. Cassoni</b>	<b>31</b>
6.3.4.1. Sollecitazioni normali	31
6.3.4.2. Sollecitazioni di taglio	31
<b>6.4. Analisi e verifica della risposta dinamica</b>	<b>33</b>
6.4.1. Sicurezza e prestazioni attese	33

6.4.2.	Spettri di risposta e accelerogrammi	33
6.4.3.	Modellazione del comportamento sismico	36
6.4.4.	Confronto soluzioni alternative	38
6.4.5.	Risultati e verifiche soluzione in progetto	41
6.4.5.1.	Flessione e Taglio delle Pile	41
6.4.5.2.	Deformazioni	43
6.4.5.3.	Collari di base colonne	44
6.4.5.4.	Sensibilità alle erosioni di fondo	44
6.4.5.5.	Spalle	45
6.4.6.	Variabilità spaziale del moto sismico	46
6.4.7.	Dispositivi di collegamento impalcato	46
<b>7.</b>	<b>CAMPATE INTERNE IN ACCIAIO</b>	<b>48</b>
7.1.	Fenomeni di “shear lag” e imbozzamento locale delle piastre metalliche	48
7.2.	Combinazioni di carico	49
7.3.	ANALISI GLOBALI e VERIFICHE di RESISTENZA	51
7.3.1.	“Shear lag”	51
7.3.2.	Verifica di resistenza a taglio	52
7.3.3.	Imbozzamento locale della lastra ortotropa	55
7.3.3.1.	Comportamento a piastra ortotropa	57
7.3.3.2.	Comportamento nei confronti dell’instabilità a colonna	59
7.3.3.3.	Interazione fra comportamento a piastra ortotropa e a colonna	60
7.3.3.4.	Conclusioni	60
7.3.4.	Verifiche SLU	62
7.3.5.	Resistenza a fatica	67
7.3.5.1.	Lastra superiore direzione trasversale ( $\sigma_{xx}$ )	67
7.3.5.2.	Lastra superiore direzione longitudinale ( $\sigma_{zz}$ )	70
7.3.5.3.	Irrigidimenti longitudinali ( $\sigma_{xx}$ )	71
7.3.5.4.	Traversi principali	74
7.4.	Deformazioni impalcato e Contromonte di costruzione	76
7.5.	ANALISI E VERIFICHE LOCALI	77
7.5.1.	Verifica di resistenza tramite modello globale	77
7.5.2.	Verifica di resistenza lastra superiore mediante modello parziale	80
7.5.3.	Verifica sbalzo lastra ortotropa in corrispondenza del giunto	84
7.5.4.	Verifica traversi	86
7.5.5.	Verifica urto di veicoli in svio	88
7.5.6.	Verifica fase di sostituzione degli apparecchi di appoggio	91
7.6.	Apparecchi d’appoggio	93
7.6.1.	Azioni sugli appoggi	93
7.6.2.	Spostamenti longitudinali sugli appoggi	94
7.6.3.	Caratteristiche tecniche	95
7.7.	Fasi costruttive	96





## 1. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Oggetto del presente progetto Definitivo è l'intervento di adeguamento funzionale e sismico del viadotto sul Fiume Po dell'Autostrada A22 del Brennero, collocato alla progressiva chilometrica 269+120 tra Mantova e Modena (comuni di Bagnolo S. Vito e S. Benedetto Po).



Figura 1.1 - Autostrada A22 del Brennero, viadotto sul Fiume Po, viste da Ovest -

L'opera attraversa l'invaso del Po e si sviluppa per oltre 980m tra le due spalle, mantenendosi in sostanziale rettilineo, fatta eccezione per un breve tratto con modesta curvatura planimetrica che interessa le prime due campate in prossimità della spalla Nord.

Si tratta in sostanza di due viadotti identici, paralleli ed affiancati, realizzati interamente in c.a./c.a.p., ciascuno dei quali ospitante una carreggiata autostradale.

La tipologia strutturale è a campate interne isostatiche di 36m di luce in appoggio su "Gerber" poste alle estremità di pile a stampella, per una luce totale misurata in asse pile pari a 72,8m.

Il numero totale delle pile è 13, di cui 5 interessano l'alvo inciso, mentre le restanti 9 risiedono in golenia (6 lato Nord direzione Mantova e 2 lato Sud direzione Modena).

Ogni pila è costituita da 6 colonne a sezione circolare di diametro 1,5m, cinte alla base da un collare in c.a. di sezione 2,0x0,6m, al di sotto del quale proseguono i pali di fondazione, anch'essi D1500, come naturale prolungamento nel terreno delle soprastanti colonne.

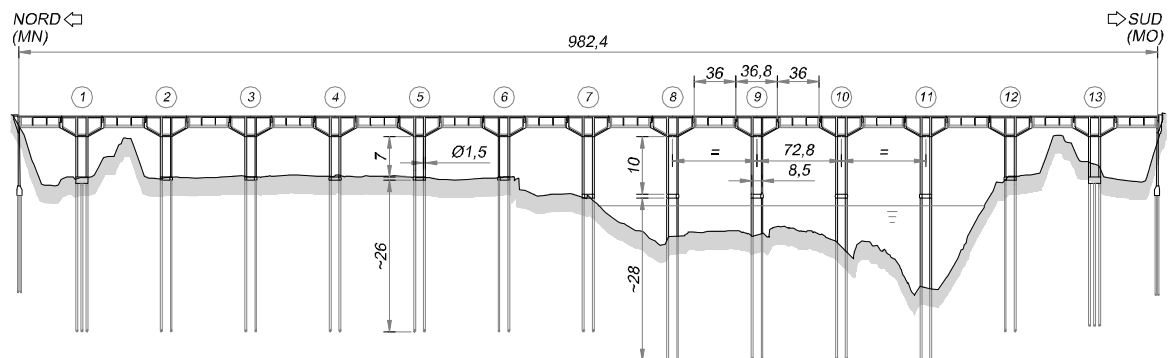


Figura 1.2 - Profilo longitudinale dell'opera, quote batimetriche rilevate nel 2009 -

L'impalcato sulle pile è a doppio cassone di altezza variabile da 2,3 a 3,5m circa, mentre le travate interne hanno nervature alte 2m in mezzeria e 1m circa sulle selle d'appoggio.

La costruzione risale al 1970 (anno di collaudo) ed originariamente accoglieva carreggiate di calibro 10m su impalcati di 11,3m larghezza aventi asse coincidente con quello delle pile (vedi Figura 1.3).

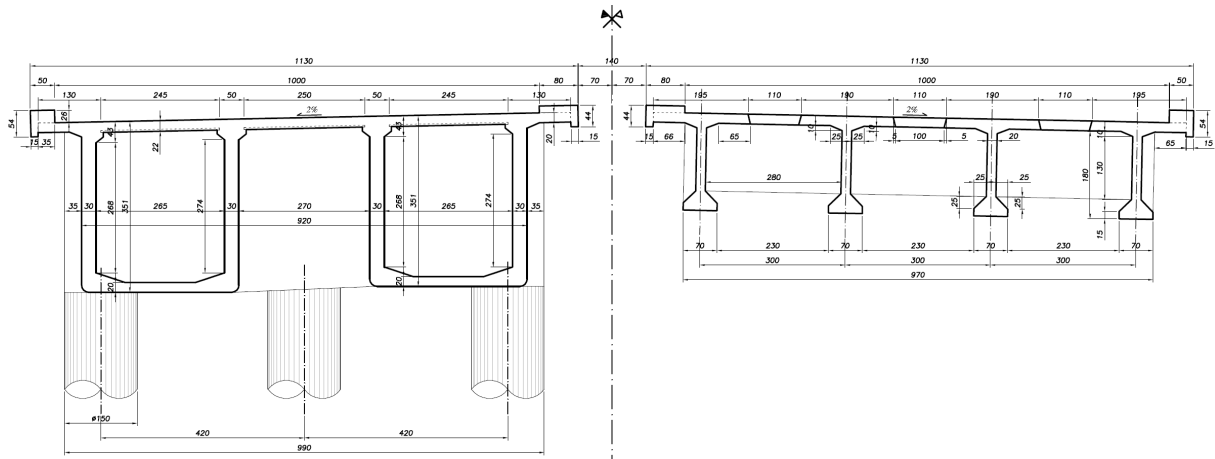


Figura 1.3 - Sezione trasversale impalcato originale (1970), a sx i cassoni delle stampelle, a dx le campate interne -

Alla fine degli anni '90 il ponte (ossia entrambi i viadotti) ha subito un intervento di allargamento delle sedi viarie, conseguentemente a lavori di straordinaria manutenzione degli impalcati e delle pile. I lavori si sono conclusi nell'anno 2002 (verranno univocamente identificati nel prosieguo con tale data) e rappresentano la situazione esistente (vedi Figura 1.4).

In breve, le suddette operazioni in manutenzione straordinaria si erano rese necessarie a causa dell'evidente e diffuso ammaloramento delle membrature del ponte.

Tra le principali patologie rilevate vi erano:

- Espulsione del copriferro con armature in vista in alcuni tratti delle colonne;
- Fessurazione diffusa del calcestruzzo delle colonne;
- Affioramento e ossidazione delle armature per copriferro troppo esiguo all'intradosso dell'impalcato.

La perizia manutentiva è constatata quindi essenzialmente nei seguenti punti:

- Incamiciatura delle teste dei pali per le pile in alveo;
- Trattamento protettivo armature e ripristino copriferro con inibitori di corrosione per le colonne e l'intradosso impalcato;
- Cementazione cavi di precompressione delle nervature delle mensole e delle travate interne mediante iniezioni resinose.

Il conseguente intervento di allargamento (simmetrico) della sede carrabile da 10m a 11,3m (e quindi della larghezza totale da 11,3m a 12,4m) ha visto lo spessore della soletta superiore aumentare dai 20÷22cm originari ad uno spessore medio di 35÷37cm, rispettivamente per le campate sospese e per le pile (rif. carreggiata Sud). Questi ultimi sono per l'appunto gli spessori medi tra il lembo interno (mediamente misurato in 37÷39cm) e il lembo esterno (mediamente misurato in 33÷35cm) della soletta, pervenuti dagli elaborati as-built. La pendenza trasversale dell'estradosso è stata contestualmente incrementata dall'originale 2% all'attuale 2,5%.

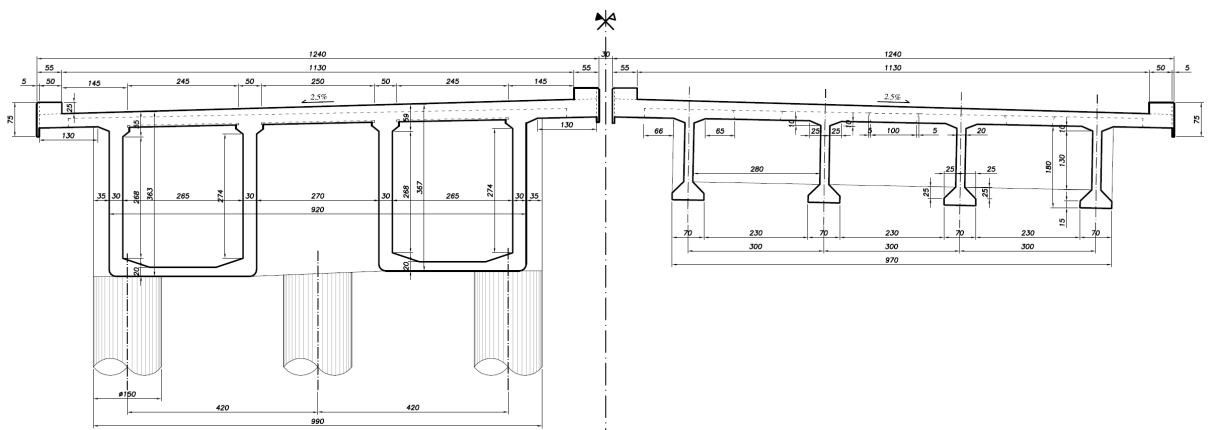


Figura 1.4 - Sezione trasversale impalcato esistente (2002), a sx i cassoni delle stampelle, a dx le campate interne -

Ne consegue che da un lato gli interventi di risanamento hanno toccato tutti i punti sensibili dell'opera, limitandone il processo di degrado e aumentandone senz'altro la durabilità, dall'altro i lavori sull'estradosso hanno indotto un consistente aumento di massa d'impalcato (circa 6t/m).

Il suddetto incremento, congiuntamente all'evoluzione del quadro normativo in materia sismica, fanno ben comprendere come la verifica alle azioni orizzontali costituisca oggi un punto di indubbia criticità nella valutazione di sicurezza dell'opera d'arte in oggetto.

L'intervento in progetto ha quindi la duplice finalità di adeguare la geometria di piattaforma alle esigenze della terza corsia dinamica in fase di realizzazione sulla A22, con contestuale adeguamento ai nuovi carichi da traffico alle prestazioni attese per l'opera nei confronti dell'azione sismica.

Per quanto concerne in particolare l'adeguamento sismico è prevista la diminuzione delle masse permanenti, con conseguente beneficio in termini di risposta dinamica (nonché statica) delle pile, conseguita mediante sostituzione integrale delle campate interne (da 36m di luce) con impalcato a piastra ortotropa, quindi interamente in acciaio.

Mediante l'installazione di nuovi apparecchi d'appoggio in neoprene armato si consegue l'isolamento sismico delle masse associate alle nuove campate, come pure un effetto dissipante dovuto all'impiego di gomma ad alto coefficiente di smorzamento. Maggiori dettagli sulla soluzione individuata e la sua analisi sono riportati al paragrafo 6.4.

Per quanto riguarda invece l'adeguamento geometrico si prevede di apportare un allargamento alla sede viabile a 12m dissimmetrico rispetto alle pile data l'attuale stretta vicinanza dei cordoli interni. Nei tratti su pila a stampella, allo scopo di limitare l'incremento dei carichi ascrivibili dell'allargamento, si prevede la realizzazione di nuovi cordoli in acciaio, in conformità e continuità con quanto previsto per le nuove campate interne (vedi Figura 1.5).

È stato infine rilevato un importante fenomeno di erosione localizzata del fondo dell'alveo (fossa) in corrispondenza della pila 11. A valle di una prima analisi globale e dello studio della sensitività della risposta strutturale nei confronti di un eventuale aumento di detta erosione, si è disposta una riprofilatura locale e protetta della fossa, al fine di arrestare lo scalzamento in atto e di migliorare la risposta statica e sismica eliminando questa significativa e localizzata alterazione locale di vincolo.

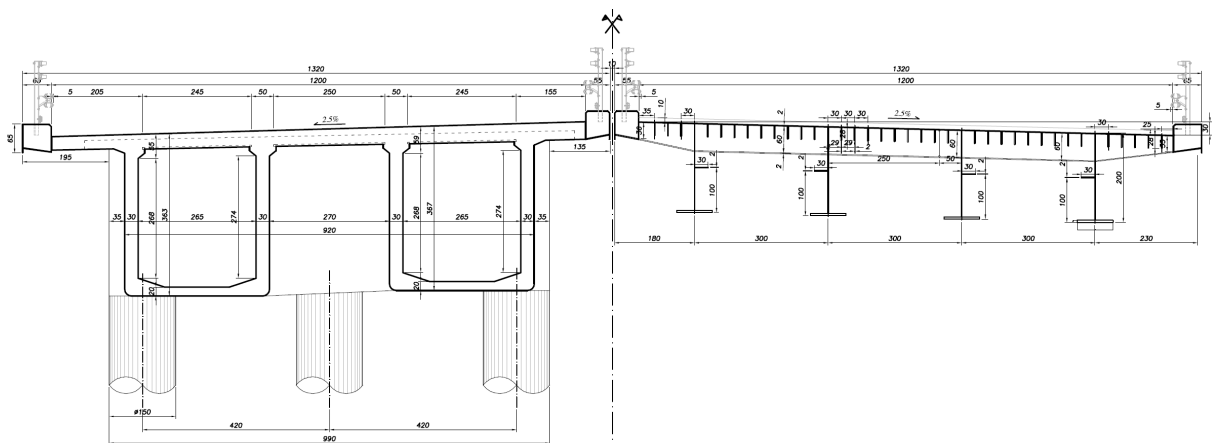


Figura 1.5 - Sezione trasversale impalcato di progetto, a sx i cassoni delle stampelle, a dx le campate interne -

Per una più immediata comprensione di quanto sin qui esposto si rimanda alla Figura 6.1, dove si schematizza la storia delle modifiche strutturali all'estradosso dalla costruzione al progetto di oggi.

## 2. CRITERI DI CALCOLO E NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le strutture in acciaio e calcestruzzo oggetto della presente relazione sono state progettate e calcolate secondo i metodi della scienza delle costruzioni, adottando per le verifiche il criterio degli Stati Limite (SL).

I calcoli delle strutture sono stati eseguiti in osservanza alle seguenti disposizioni normative:

**D.M. 14 gennaio 2008:** “Norme tecniche per le costruzioni” - Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” (NTC 2008) di cui al D.M. 14 gennaio 2008 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

**UNI EN 1991-1-5:2004:** “Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture. Parte 1-5: Azioni in generale – azioni termiche”.

**UNI EN 1993-1-1:2005:** “Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”.

**UNI EN 1993-1-5:2006:** “Eurocodice 3 – “Progettazione delle strutture in acciaio. Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra”.

**UNI EN 1993-1-7:2007:** “Eurocodice 3 – “Progettazione delle strutture in acciaio. Parte 1-7: Strutture a lastra ortotropa caricate al di fuori del loro piano”.

**UNI EN 1993-1-9:2005:** “Eurocodice 3 – “Progettazione delle strutture in acciaio. Parte 1-9: Fatica”.

**UNI EN 1993-2:2006:** “Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio. Parte 2: Ponti in acciaio”.

**UNI EN 1998-1:2005:** “Eurocodice 8 – “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 1: Azioni sismiche e requisiti generali per le strutture”.

**UNI EN 1998-2:2006:** “Eurocodice 8 – “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 2: Ponti”.

Il progetto definitivo dell'opera in oggetto è stato sviluppato utilizzando le NTC2008, norma il cui utilizzo è consentito purché i lavori vengano iniziati entro marzo dell'anno 2023 (entro cioè 5 anni dall'entrata in vigore delle NTC2018 ai sensi dell'art. 2 comma 2). In fase di progettazione esecutiva l'opera sarà progettata ai sensi delle Norme Tecniche vigenti alla data in cui la progettazione esecutiva verrà svolta. Tuttavia, al fine di verificare l'idoneità delle opere progettate anche con le Norme Tecniche attualmente vigenti, è stato effettuato un confronto tra normative (NTC2008 e NTC2018) verificandone le principali differenze.

Nel caso in esame le verifiche preliminari condotte hanno evidenziato come l'utilizzo delle norme attualmente vigenti non comporti variazioni strutturali significative.

### 3. INQUADRAMENTO GEOTECNICO E CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SUOLO

La litologia dei terreni di sottofondo è dedotta dai risultati delle indagini condotte all'epoca della costruzione riportati nella "Relazione Tecnico Geologica e Geognostica", di cui si riportano le caratteristiche salienti ai fini della definizione delle proprietà geo-meccaniche. Le assunzioni di progetto saranno debitamente suffragate/intergrate in sede Esecutiva.

Dai sondaggi contrassegnati come 6/P e 7/P (rispettivamente eseguiti in corrispondenza della pila P7 e della spalla Sud) si deduce anzitutto la prevalenza di sabbie a granulometria uniforme con tracce di limo nei livelli più alti.

La presenza di tracce torbose ai livelli più profondi (>15m) non interessa strettamente il comportamento sismico del sistema palo-terreno, in quanto gli sforzi di taglio si propagano in modo significativo fino ad una profondità pari a  $7-8\phi$  (12m circa).

Peraltro, come si vedrà più avanti, le sollecitazioni verticali sui pali per la condizione in progetto non aumentano in modo significativo rispetto alla situazione esistente (meno del 5%). Ciononostante si rende necessaria la verifica alla portata verticale alla luce del nuovo approccio normativo in merito.

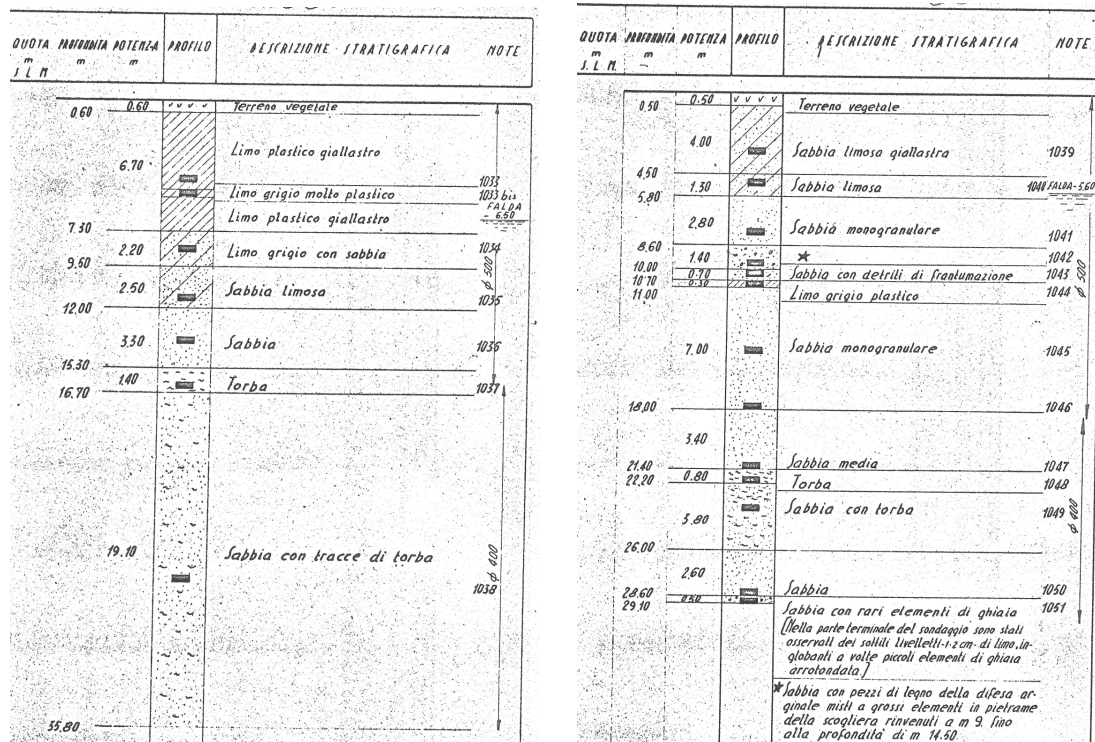


Tabella 3.1 - A sx il sondaggio 6/P (pila P7), a dx il sondaggio 7/P (spalla Sud) tratti dalla RG originale (1970) -

FORO N°	CAMPIONE N°	N° DI LABORAZIONE	PROFONDITÀ DI PRELIEVO		CARATTERISTICHE NATURALI			PESO SPECIFICO $\rho_s$ g/cm <sup>3</sup>	CARATTERISTICHE DI PLASTICITÀ			CLASSIFICAZIONE DI CASA- GRANDE	COMPOSIZIONE GRANULOMETRICA					MODULO DI COMPRESS. E Kg/cm <sup>2</sup>	ROTTURA AD ESPANS. LATERALE LIBERA		ATTRITO E COESIONE		CONTENUTO SOSTANZE ORGANICHE %					
			DA m	A m	$V_w$ %	$e_d$ g/cm <sup>3</sup>	$S$ %		$V_L$ %	$V_P$ %	$P$ %		CIOT. %	GHIAIA %	SABBI %	LIMO %	<2 $\mu$ %		$\sigma_c$ Kg/cm <sup>2</sup>	MODULAZ. %	$\phi$ °	$c$ Kg/cm <sup>2</sup>						
6	1	1033		4.50			2.760	40.7	21.8	18.9	6			6	78	16												
	2	1033 bis		5			2.740	39	22.4	16.6	6			3	85	12												
	3	1034	8.20	8.70	33.7	1.412	98.5	2.735							21	70	9	61	0.15	5	21°	0						
	4	1035	11	11.50				2.730							69	29	2											
	5	1036	13.50	14										7	81	12												
	6	1037	16	16.30																								82
	7	1038	27	27.70											20	70												

Tabella 3.2 – Sondaggio 6/P parametri meccanici tratti dalla RG originale (1970) -

FORO N°	CAMPIONE N°	N° DI LABORAZIONE	PROFONDITÀ DI PRELIEVO		CARATTERISTICHE NATURALI			PESO SPECIFICO $\rho_s$ g/cm <sup>3</sup>	CARATTERISTICHE DI PLASTICITÀ			CLASSIFICAZIONE DI CASA- GRANDE	COMPOSIZIONE GRANULOMETRICA					MODULO DI COMPRESS. E Kg/cm <sup>2</sup>	ROTTURA AD ESPANS. LATERALE LIBERA		ATTRITO E COESIONE		CONTENUTO SOSTANZE ORGANICHE %					
			DA m	A m	$V_w$ %	$e_d$ g/cm <sup>3</sup>	$S$ %		$V_L$ %	$V_P$ %	$P$ %		CIOT. %	GHIAIA %	SABBI %	LIMO %	<2 $\mu$ %		$\sigma_c$ Kg/cm <sup>2</sup>	MODULAZ. %	$\phi$ °	$c$ Kg/cm <sup>2</sup>						
7	1	1039	3	3.50	20.0	1.676	93	2.760						1	58	28	13	78										
	2	1040	4.80	5.30	13.3	1.665		2.677							83	17		130										
	3	1041	7.60	8											92	2												
	4	1042	8.60	10											97	2												
	5	1043	10	10.50											79	1												
	6	1044	10.70	11	27.2	1.560	100	2.715	39.8	19.3	20.7	6			11	64	25	67.5	0.61	5								
	7	1045	14.30	14.80											99	1												
	8	1046	17.50	18											99	1												
	9	1047	21	21.40											98													
	10	1048	21.60	22.20	37.1	0.222	95	1.675							96	1												
	11	1049	23.50	24											95	2												
	12	1050	28.10	28.60											98	1												
	13	1051	28.80	29.10											98	1												

Tabella 3.3 – Sondaggio 7/P parametri meccanici tratti dalla RG originale (1970) -

Dai dati sopra esposti si ritiene di poter assumere un valore medio, costante su una lunghezza di 15m da p.c., pari a  $E_g = 8MPa$ .

Mentre per le altre grandezze caratteristiche si può cautelativamente assumere  $f = 32^\circ$  alla base del palo (a circa -50m da p.c.) e coesione nulla su tutto lo sviluppo.

L'incertezza nella estrapolazione di tali dati, ha imposto di condurre due analisi separate riferite a valori limite del modulo di compressione del terreno convenzionalmente pari a  $0,5E_g$  e  $1,5E_g$  (vedi §6.4.3). Ciò per valutare da un lato le massime deformazioni assolute, dall'altro le massime sollecitazioni nelle sottostrutture in fase sismica.

Data la natura dei terreni in oggetto si ritiene di poter assumere la categoria C ai fini sismici (§3.2.2 NTC'08), a meno di ulteriori indagini in fase Esecutiva circa il numero di colpi  $N_{SPT,30}$ , l'eventuale coesione  $c$  e la velocità di propagazione delle onde di taglio  $v_s$  negli strati di interesse.

La categoria topografica individuata è la T1.

## 4. MATERIALI

### 4.1. ACCIAIO PER CARPENTERIA TIPO S355 J2G1W (CORTEN B)

Tensione di rottura a trazione	$f_{tk} = 510 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} > 355 \text{ N/mm}^2 \text{ (} s < 40 \text{mm)}$ $f_{yk} > 335 \text{ N/mm}^2 \text{ (} 40 \text{mm} < s < 80 \text{mm)}$
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{g_m \times g_{E,d}} = \frac{355}{1,15 \times 1,05} = 294 \text{ N/mm}^2 \text{ (} s < 40 \text{mm)}$ $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{g_m \times g_{E,d}} = \frac{335}{1,15 \times 1,05} = 277 \text{ N/mm}^2 \text{ (} 40 \text{mm} < s < 80 \text{mm)}$
Modulo di elasticità normale:	$E_c = 210000 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha = 1,2 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

### 4.2. ACCIAIO PER PIOLI NELSON

Tensione di rottura a trazione	$f_{tk} = 510 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{ty} = 355 \text{ N/mm}^2$ $g_V = 1,25$ $g_M = 1,00$

### 4.3. CALCESTRUZZO C30/37 PER INTERVENTO SBALZI STAMPELLE

Resistenza caratteristica a compressione	$f_{ck} = 30,71 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 2,05 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente di sicurezza allo S.L.U.	$g_M = 1,5$
Modulo elastico	$E_{c,28} = 33019 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XF4
Classe di consistenza	S3
Copriferro minimo	40mm
Dimensione massima aggregati	16mm

### 4.4. CALCESTRUZZO SUPER-COMPATTANTE C45/55

Classe di esposizione	X0
Classe di consistenza	S3
Dimensione massima aggregati	16mm



## 5. CARICHI E SOVRACCARICHI

I carichi previsti per il dimensionamento dell'opera sono ovunque conformi a quanto previsto dalle vigenti NTC 2008.

Le verifiche sono condotte nei riguardi degli Stati Limite di Esercizio (SLE) e degli Stati Limite Ultimi (SLU).

Per i materiali si assumono i seguenti valori caratteristici dei pesi specifici:

- peso specifico del calcestruzzo armato:  $25,0 \text{ kN/m}^3$
- peso specifico dell'acciaio:  $78,5 \text{ kN/m}^3$
- peso specifico pavimentazione:  $20,0 \text{ kN/m}^3$
- peso specifico del terreno:  $19,0 \text{ kN/m}^3$

Si riportano i carichi relativi ad ogni viadotto.

### 5.1.1. Azioni permanenti: g

#### 5.1.1.1. $g_1$ - Peso proprio delle strutture

Il peso proprio delle strutture (comprensivo dei cordoli) viene determinato automaticamente dal codice di calcolo utilizzato per le analisi.

Sia la struttura delle stampelle di calcestruzzo con le relative pile che la struttura delle campate in appoggio in acciaio sono state discretizzate mediante modelli completi plate. Nel modello delle campate in acciaio il peso proprio è stato fittiziamente incrementato del 5% per comprendere la massa strutturale di eventuali irrigidimenti non inclusi nel modello.

#### 5.1.1.2. $g_2$ - Carichi permanenti portati

- Pavimentazione stradale ( $s_{med} = 15 \text{ cm}$ ):  
 $0,15\text{m} \times 12\text{m} \times 20 \text{ kN/m}^3 = 36 \text{ kN/m}$
- Barriera di protezione tipo H3s:  
 $2 \times 2 \text{ kN/m} = 4 \text{ kN/m}$
- Riempimento con calcestruzzo SCC cordoli:  
 $28 \times 0,289\text{m}^2 \times 0,26\text{m} \times 25\text{kN/m}^3 = 52,60 \text{ kN}$   
 $28 \times 0,343\text{m}^2 \times 0,26\text{m} \times 25\text{kN/m}^3 = 62,43 \text{ kN}$   
 $115,03 \text{ kN} / 38\text{m} = 3,03 \text{ kN/m}$
- Barriera di protezione integrata sicurezza-antirumore (solo cordolo esterno):  
 $5 \text{ kN/m}$
- Riempimento con calcestruzzo SCC (solo cordolo esterno):  
 $19 \times 0,343\text{m}^2 \times 0,36\text{m} \times 25\text{kN/m}^3 = 58,65 \text{ kN} / 38\text{m} = 1,55 \text{ kN/m}$

#### 5.1.1.3. $\varepsilon_3$ - Deformazioni termiche

I coefficienti di dilatazione termica  $\alpha$  sono stati assunti pari a:

- acciaio  $1,2 \cdot 10^{-5} \text{ C}^{-1}$ ;
- calcestruzzo  $1,0 \cdot 10^{-5} \text{ C}^{-1}$ .

Ai fini della determinazione delle temperature di progetto si fa riferimento alle specifiche di cui all'EC1. In particolare per quanto concerne la determinazione delle temperature uniformi sulla sezione si utilizza il grafico seguente, tenuto conto che per l'area in esame si possono definire temperature min/max ambientali pari rispettivamente a -15 e +40 °C.

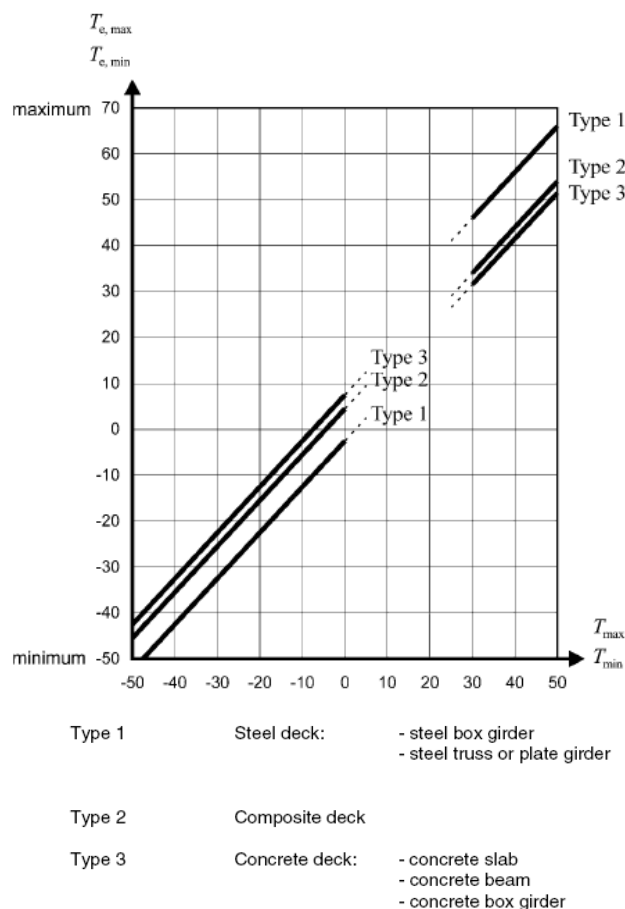


Figura 5.1 - Correlazione tra min/max temperatura ambiente e min/max temperatura struttura (EC1) -

In tabella sono riportate le temperature uniformi sulla sezione e le escursioni termiche valutate rispetto la temperatura media ambientale di 19°C.

	Acciaio	Calcestruzzo
$T_{\min}$ [°C]	-18°	-8°
$T_{\max}$ [°C]	+56°	+43°
$\Delta T$ [°C]	±37°C	-27/+24°C

Tabella 5.1 - Temperature uniformi massime e minime struttura -

Si assume che all'atto del varo la temperatura risulti compresa in un intorno di questo valore medio, in particolare fra +10° e +28°C, da cui risulta ai fini del calcolo i seguenti valori di  $\Delta T$ :

	Acciaio	Calcestruzzo
$\Delta T$ [°C]	±46°C	-36/+30°C

Tabella 5.2 - Variazioni di temperatura di progetto -

A attraverso una analisi ad elementi finiti, per la campata in acciaio si ottiene una dilatazione termica massima in corrispondenza dell'estremità poggiate sull'appoggio libero di deformarsi longitudinalmente pari a  $DX_T = 20,1\text{mm}$ . Vista la tipologia degli appoggi (neoprene armato), questa escursione si divide fra le due estremità delle campate in acciaio.

Tale valore è in linea con quello che si otterrebbe per una struttura analoga di pari luce 38 m isostatica:

$$DX_T @ 1,2 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1} \times 46^\circ\text{C} \times 38000\text{mm} = 21,0\text{mm}$$

Sempre con riferimento a quanto prescritto dall'EC1 si definiscono le distribuzioni termiche variabili linearmente con l'altezza.

La temperatura della soletta superiore è assegnata con riferimento a quella della parte inferiore, secondo la relazione:

$$T_{\text{sup}} = T_{\text{inf}} + k_{\text{sur}} \cdot \Delta T_M$$

Nel caso in esame, considerando uno spessore medio del manto stradale pari a 50 mm, le differenze di temperatura tra estradosso ed intradosso, con variazione lineare tra gli estremi, sono le seguenti:

	Acciaio	Calcestruzzo
T1 [°C]	$T_{\text{sup}} = T_{\text{inf}} + 18^\circ$	$T_{\text{sup}} = T_{\text{inf}} + 10^\circ$
T2 [°C]	$T_{\text{sup}} = T_{\text{inf}} - 13^\circ$	$T_{\text{sup}} = T_{\text{inf}} - 5^\circ$

Tabella 5.3 - Profili termici sull'altezza -

Tipo di impalcato	Parte superiore più calda della parte inferiore	Parte inferiore più calda della parte superiore				
	$\Delta T_{M,\text{heat}} (^\circ\text{C})$	$\Delta T_{M,\text{cool}} (^\circ\text{C})$				
Tipo 1: Impalcato di acciaio	18	13				
Tipo 2: Impalcato a struttura composta	15	18				
Tipo 3: Impalcato di calcestruzzo: - trave scatolare di calcestruzzo - trave di calcestruzzo - piastra di calcestruzzo	10 15 15	5 8 8				
Nota 1 I valori forniti nel prospetto rappresentano i limiti superiori dei valori della componente di differenza di temperatura variabile linearmente per campioni rappresentativi della geometria del ponte.						
Nota 2 I valori forniti nel prospetto sono basati su una profondità di rivestimento di 50 mm per ponti stradali e ferroviari. Si raccomanda che, per altre profondità di rivestimento, questi valori siano moltiplicati per un fattore $k_{\text{sur}}$ . I valori raccomandati per il fattore $k_{\text{sur}}$ sono forniti nel prospetto 6.2.						
Ponti stradali, pedonali e ferroviari						
Spessore della superficie	Tipo 1		Tipo 2		Tipo 3	
	Parte superiore più calda della parte inferiore	Parte inferiore più calda della parte superiore	Parte superiore più calda della parte inferiore	Parte inferiore più calda della parte superiore	Parte superiore più calda della parte inferiore	Parte inferiore più calda della parte superiore
[mm]	$k_{\text{sur}}$	$k_{\text{sur}}$	$k_{\text{sur}}$	$k_{\text{sur}}$	$k_{\text{sur}}$	$k_{\text{sur}}$
Non rivestito	0,7	0,9	0,9	1,0	0,8	1,1
Impermeabilizzato <sup>1)</sup>	1,6	0,6	1,1	0,9	1,5	1,0
50	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
100	0,7	1,2	1,0	1,0	0,7	1,0
150	0,7	1,2	1,0	1,0	0,5	1,0
Massicciata (ballast) (750 mm)	0,6	1,4	0,8	1,2	0,6	1,0
1) Questi valori rappresentano i valori di limite superiore per colori scuri.						

Figura 5.2 - Valori raccomandati della componente di differenza di temperatura lineare (EC1) -

5.1.2. Azioni variabili: Q

5.1.2.1.  $q_{1,a}$  - Schema di carico 1

Poiché la carreggiata risulta di larghezza pari a 12 m i sovraccarichi variabili  $q_1$  considerati sono associati a 4 corsie convenzionali (vedi Tabella 5.4) di carico soggette ad azioni concentrate  $Q_{1k}$  (su impronte  $0,4 \times 0,4$  m che con una diffusione a  $45^\circ$  la superficie di carico sul piano medio della soletta risulta pari a  $0,5 \times 0,5$  m) e carichi distribuiti  $q_{1k}$  lungo tutto l'impalcato (Figura 5.3) aventi le intensità specificate nella relativa tabella.

Largh. Carreggiata [m]	Numero corsie convenzionali	Larghezza corsia convenzionale	Larghezza zona Rimanente
$w < 5,4$	1	3,0	$w - 3,0$
$5,4 < w < 6,0$	2	$w/2$	0
$w \geq 6,0$	$n_c = \text{Int}(w/3)$	3,0	$w - (3,0 * n_c)$

Tabella 5.4 - Ingombri colonne di carico -

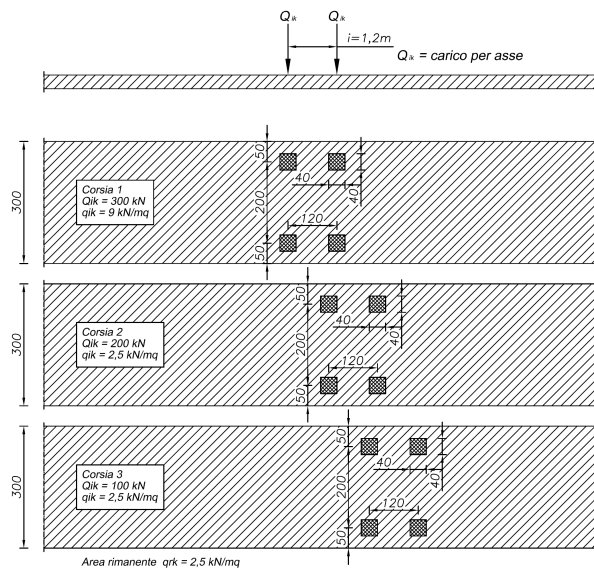


Figura 5.3 - Schema di carico 1 -

Posizione	Carico $Q_{1k}$ [KN]	Carico $q_{1k}$ [KN/m <sup>2</sup> ]
Corsia 1	300	9,0
Corsia 2	200	2,5
Corsia 3	100	2,5
Corsia n	0	2,5

Tabella 5.5 - Intensità dei carichi -

Per le campate interne in acciaio si sono individuate le seguenti posizione di applicazione dei carichi per le analisi globali:

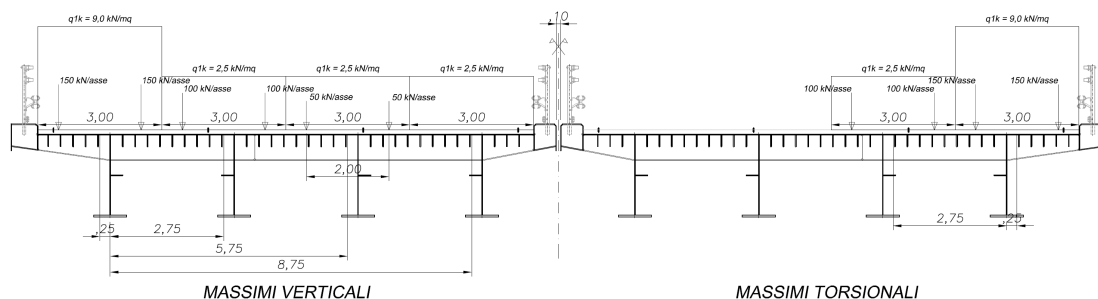


Figura 5.4 - Distribuzione trasversale dei carichi -

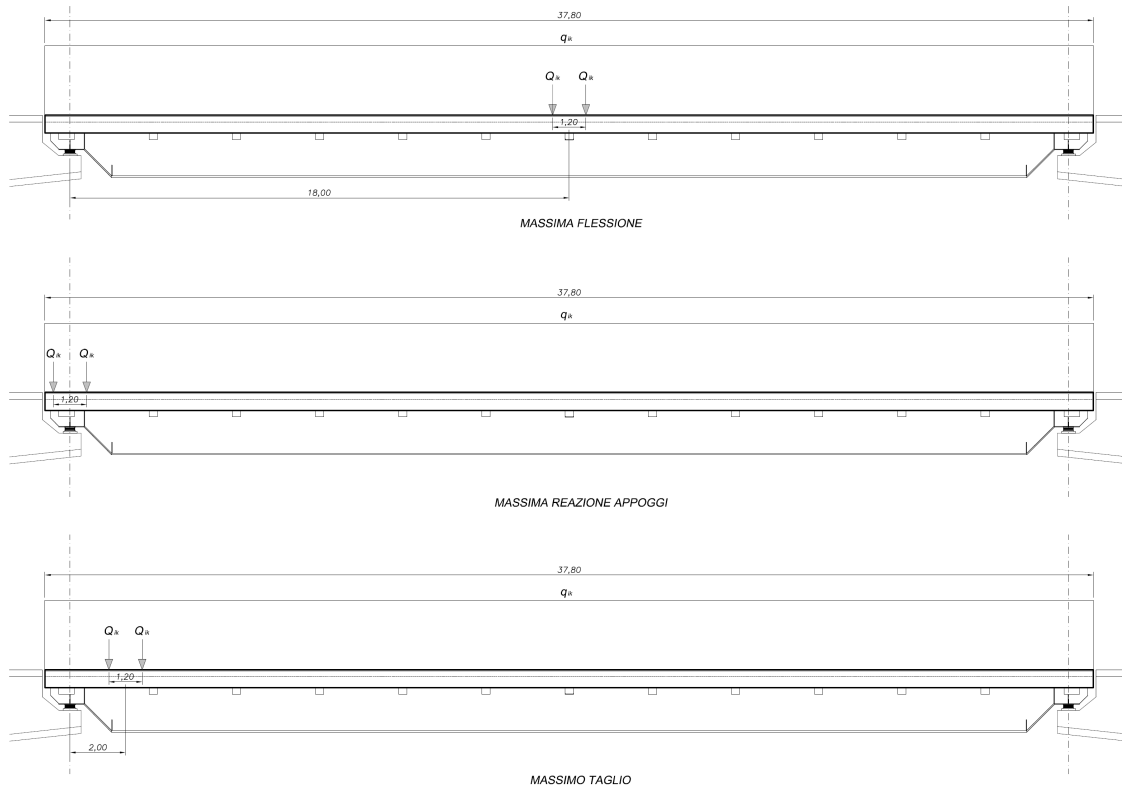


Figura 5.5 - Distribuzione longitudinale dei carichi campate interne in acciaio -

Per le stampelle in calcestruzzo, avendo operato un adeguamento della struttura esistente, si è effettuato un raffronto con i carichi da traffico previsti dalle normative vigenti all'epoca del progetto della struttura esistente e dei successivi adeguamenti, pertanto gli specifici schemi di carico di confronto sono descritti nel seguito al Cap.6.

5.1.2.2.  $q_{2,b}$  - Schema di carico 2

Per le verifiche locali si considerano 2 carichi concentrati da 200 kN (Schema di carico 2) di impronta 0,35x0,60 m e mutuo scartamento 2,0 m. Anche in questo caso si considera la diffusione attraverso la pavimentazione e metà dello spessore della lastra, per cui la superficie caricata in mezzeria lastra risulta pari a 0,45 x 0,70 m.



Figura 5.6 - Schemi di carico 2 e 3 -

5.1.2.3.  $q_{1,c}$  - Schema di carico 3

Carico isolato da 150 kN con impronta quadrata di lato 0,3 m. Anche in questo caso si considera la diffusione attraverso la pavimentazione e metà dello spessore in asse soletta, per cui la superficie caricata in asse soletta risulta pari a 0,50 x 0,50 m.

#### 5.1.2.4. $q_3$ - Azione longitudinale di frenamento

La forza di frenamento o di accelerazione  $q_3$  è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a:

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

L'azione longitudinale che ne deriva per le campate in acciaio in semplice appoggio è:

$$H_{f,s} = [0,6(2 \cdot 300) + 0,10(9 \cdot 3 \cdot 38)] = 360 + 103 = 463 \text{ kN} \quad \text{e} \quad q_{3,s} = 12,2 \text{ kN/m}$$

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

Quando si analizzano le mensole in calcestruzzo, ed in particolare la sezione di incastro, l'azione di frenamento vale:

$$H_f = [0,6(2 \cdot 300) + 0,10(9 \cdot 3 \cdot 31,4)] = 360 + 85 = 445 \text{ kN} \quad \text{e} \quad q_{3,c} = 14,2 \text{ kN/m}$$

Tale azione sarà suddivisa in due contributi:

- il primo derivante dall'azione di frenamento agente sulla campata in acciaio trasmesso attraverso gli apparecchi d'appoggio (globalmente su un traverso  $H_{f1} = 14,2 \text{ kN/m} \times 19 \text{ m} = 270 \text{ kN}$ )
- il secondo relativo alla quota parte di mensola direttamente caricata dalla corsia 1 e pari a  $q_{3,c} = 14,2 \text{ kN/m}$

#### 5.1.2.5. $q_{5v}$ - Azione del vento

Agente sulla superficie laterale dell'impalcato e con la superficie dei carichi transitanti esposta al vento assimilata ad una parete rettangolare di altezza 3 m a partire dal piano stradale (dove presente la barriera integrata sicurezza-antirumore vengono considerati 4m di altezza).

$$v_{b0} = v_b = 0,25 \text{ m/s}$$

La pressione cinetica di riferimento risulta:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 = 390,6 \text{ N/m}^2$$

Per valutare il coefficiente esposizione ci si può ricondurre alla seguente topografia:

Classe di rugosità D – zona 1

Categoria II

$$z_{\min} = 4 \text{ m}$$

$$z_0 = 0,05 \text{ m}$$

$$k_r = 0,19$$

$$c_e = 2,81$$

Coefficiente dinamico  $c_d = 1,0$  (secondo EC1)

I coefficienti di forza vengono valutati secondo quanto indicato nel EC1-1-4 nel paragrafo relativo i ponti, considerando le tipologie impalcato a lastra ortotropa costituito da travi accostate di altezza 2m, e impalcato a cassone con travi con altezza media 3,10 m.

Poiché l'impalcato ha una pendenza trasversale del 2,5% occorre incrementare il coefficiente di forza di un fattore 1,04.

In direzione longitudinale il coefficiente di forza si può assumere pari al 25% del valore che si ha in trasversale.

Pertanto la pressione del vento è data dall'espressione:

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

che comporta il seguente carico trasversale:

$$q_{5,x} = p \times A_{ref}$$

	Acciaio	Calcestruzzo
$c_{f,x0}$	1,70	1,89
$c_{f,x}$	1,77	1,97
$c_{f,y}$	0,45	0,50
$p$	1,936 kN / m <sup>2</sup>	2,162 kN / m <sup>2</sup>
$A_{ref}$ (senza traffico)	2,1+0,3	3,1+0,3
$A_{ref}$ (con traffico)	2,1+3,0	3,1+3,0
$A_{ref}$ (con barriera antirumore)	2,1+4,0	3,1+4,0
$q_{5,x}$ (senza traffico)	4,65 kN/m	7,37 kN/m
$q_{5,x}$ (con barriera antirumore)	9,88N/m	13,22 kN/m
$q_{5,x}$ (con barriera antirumore)	11,81 kN/m	15,38 kN/m

Tabella 5.6 - Coefficienti di forza, aree di riferimento e forze trasversali -

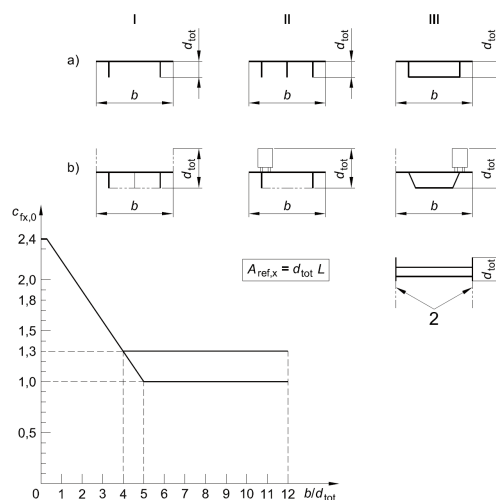


Figura 5.7 - Valori del coefficiente di forza in direzione trasversale  $c_k = c_{k0}$  (EC1) -

#### 5.1.2.6. $q_{5p}$ - Azione della neve

L'entità del carico da neve risulta irrilevante rispetto al carico da traffico e pertanto l'azione della neve non verrà inclusa nelle combinazioni di carico.

#### 5.1.2.7. $q_8$ - Urto di veicoli in svio

L'azione sui parapetti e gli elementi strutturali a cui essi sono collegati vengono valutate secondo normativa in funzione delle classe di contenimento richiesta per la barriera (vedi D.M. 21-06-04 n.2367).

Per la tipologia dell'opera in progetto tale D.M. prevede una barriera di bordo ponte con classe di contenimento H4, la quale, secondo il D.M. 03-06-98, deve ammettere un livello di contenimento pari a  $L_c \geq 572 \text{ kJ}$ .

Lo stesso livello di contenimento è stato adottato in corrispondenza della barriera integrata sicurezza-antirumore.

Secondo le NTC 2008, nel progetto dell'impalcato occorre prevedere una condizione di carico eccezionale nella quale alla forza orizzontale di svio si associa un carico verticale isolato sulla sede stradale costituito dallo Schema di carico 2 ( $\psi_{21} = 1,0$ ), posizionato in adiacenza al sicurvia e disposto nella posizione più sfavorevole.

Tali azioni ( $A_d$ ) sono da considerarsi di natura eccezionale, pertanto vengono considerate le azioni combinate secondo l'espressione  $G_1+G_2+P+A_d+\Psi_{21}Q_{ki}+.....$  da confrontare con i valori caratteristici delle resistenze divisi per un coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_s = 1,0$ .

#### **5.1.2.8. Azioni nella fase di sostituzione degli apparecchi di appoggio**

Durante la fase di sostituzione degli apparecchi di appoggio per le campate interne in acciaio, vengono utilizzati martinetti di sollevamento posizionati in prossimità degli apparecchi stessi (vedi elaborati grafici).

In tale fase non sono considerati presenti i carichi accidentali da traffico bensì i soli mezzi necessari al sollevamento e alla mobilitazione degli apparecchi da sostituire.



## 6. STAMPELLE IN C.A./C.A.P.

Nel presente capitolo sono riportate le valutazioni di fattibilità statica dell'adeguamento funzionale a progetto, nonché la verifica dell'opera alle sollecitazioni sismiche alla luce della nuova normativa tecnica vigente (NTC'08).

### 6.1. ANALISI SITUAZIONE ESISTENTE

Dalla valutazione degli elaborati a disposizione relativi alla struttura originaria e agli interventi di adeguamento/risanamento intercorsi, si evincono le caratteristiche meccaniche degli elementi strutturali in parola. Con riferimento alle stampelle in c.a.p., oggetto di riverifica nei confronti delle nuove sollecitazioni, si identificano le seguenti proprietà dei materiali dedotte dagli elaborati di contabilità originali:

- Calcestruzzo per impalcato in c.a.p.  
400kg/m<sup>3</sup> tipo 730
- Calcestruzzo per pile e pali in c.a.  
350kg/m<sup>3</sup> tipo 600
- Acciaio d'armatura ad aderenza migliorata per impalcato in c.a.p.  
 $\sigma_s = 4400\text{kg/cm}^2$  (tensione di snervamento caratteristica)
- Acciaio d'armatura a barre lisce per pile e pali in c.a.  
Aq 50/60;  $\sigma_{s,amm} = 1600\text{kg/cm}^2$  (tensione ammissibile nominale)

Mentre per il successivo intervento di adeguamento dell'estradosso si è impiegato:

- Calcestruzzo C42/50 reoplastico a ritiro compensato, con inibitori di corrosione
- Acciaio d'armatura FeB44k ad aderenza migliorata

Sulla base dei dati in ingresso per ciò che riguarda le strutture che rimarranno in esercizio dopo l'intervento di progetto, vista la difficoltà di valutare con certezza le caratteristiche meccaniche dei materiali originali, e a meno di indagini più approfondite in fase Esecutiva, si stabiliscono a favore di sicurezza i valori caratteristici delle resistenze da impiegare nel calcolo, come equivalenti a quelle dei seguenti materiali oggi noti:

- Calcestruzzo C28/35 per impalcato in c.a.p.
- Calcestruzzo C20/25 per pile e pali in c.a.
- Acciaio d'armatura FeB38k ad aderenza migliorata per impalcato in c.a.p.
- Acciaio d'armatura Aq50 a barre lisce per pile e pali in c.a.
- Coefficienti di sicurezza sui materiali  $g_c = 1,6$ ;  $g_s = 1,15$

Le caratteristiche di resistenza assunte per l'acciaio Aq50 (noto all'epoca anche come acciaio semi-duro) sono riassunte nello specchio seguente<sup>†</sup>.

numero prove: 959	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u/f_y$	$A_{10\phi}$
valore medio	369.9	545.1	1.479	26.08%
valore massimo	530.0	599.6	1.845	56.48%
valore minimo	282.4	500.1	1.054	16.67%
scarto quadratico medio	29.449	26.854	0.097	0.040

Tabella 6.1 - Caratteristiche degli acciai Aq50 -

<sup>†</sup> Verderame et al., "Le proprietà meccaniche degli acciai impiegati nelle strutture in c.a. realizzate negli anni '60", ANIDIS, Atti del X Congr. Naz. "L'ingegneria Sismica in Italia", Potenza-Matera 9-13 settembre 2001

La resistenza caratteristica a snervamento può essere dunque assunta pari a  $f_{yk} = 322\text{Mpa}$ , che porta ad una resistenza a snervamento di progetto pari a  $f_{yd} = f_{yk} / 1,15 = 280\text{Mpa}$ .

Per valutare infine la rigidità elastica alla Winkler, stanti i dati esposti al Cap.3, si è fissato il valore rigidità  $k_g$  delle molle, ottenuta a partire dal valore di  $E_g = 8\text{Mpa}$ , ipotizzato costante lungo il fusto:

$$k_g = 3E_g / D = 24\text{MPa} / 1,5\text{m} = 0,16\text{kg} / \text{cm}^3$$

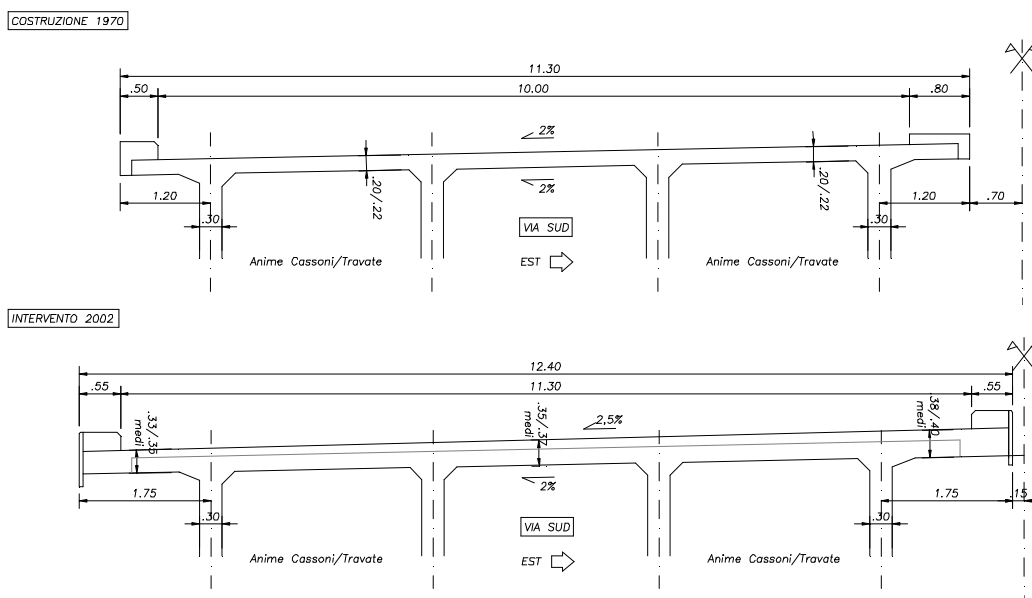
Tale assunto ancorché non pienamente suffragato da prove sperimentali, che saranno peraltro disposte in fase Esecutiva, ha richiesto un'analisi di sensitività della risposta della struttura al mutare del suddetto parametro  $E_g$  (si veda §3 e §6.4).

## 6.2. ANALISI STATICA GLOBALE DI RAFFRONTO

Con riferimento alla Figura 6.1 si rileva che a seguito dell'intervento del 2002 la soletta ha visto aumentare lo spessore medio di un valore variabile dall'esterno verso l'interno tra 14,5 e 17,5cm, comportando un aumento di carico strutturale distribuito pari a  $3,75\text{kN/m}^2$ , oltre alla maggior quantità di materiale derivante dall'allargamento degli sbalzi, valutabile in  $6\text{kN/m}$  complessivi.

Nell'ipotesi di progetto le masse strutturali delle campate sospese vedono una sensibile riduzione in ragione del passaggio all'acciaio, mentre per i tratti in c.a.p. su pila la variazione dei pesi è nulla se si esclude una riduzione di  $5\text{kN/m}$  dovuta all'adozione di nuovi cordoli interamente in acciaio (si veda il prossimo paragrafo per i valori dei carichi nelle fasi analizzate).

Con riferimento alle figure seguenti, si riporta un quadro riassuntivo delle principali caratteristiche di sollecitazione per le membrature del ponte relative alla costruzione (1970), all'adeguamento dell'estradosso (2002) e alla soluzione in progetto. Le grandezze si riferiscono alle condizioni di carico nominali, ovvero rare per la normativa di progetto.



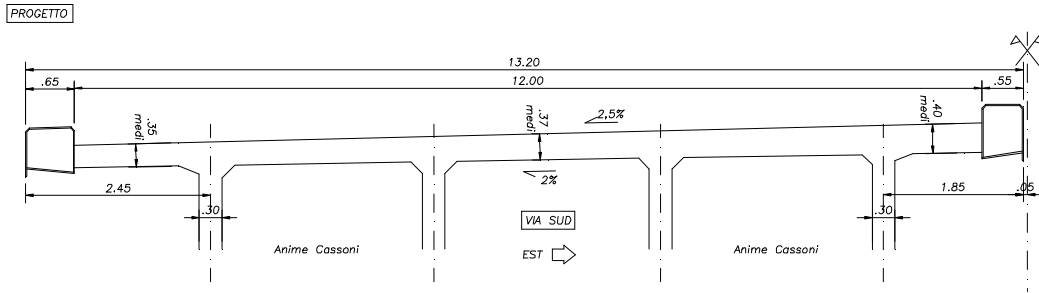


Figura 6.1 - Sezione trasversale impalcato originale, esistente e di progetto -

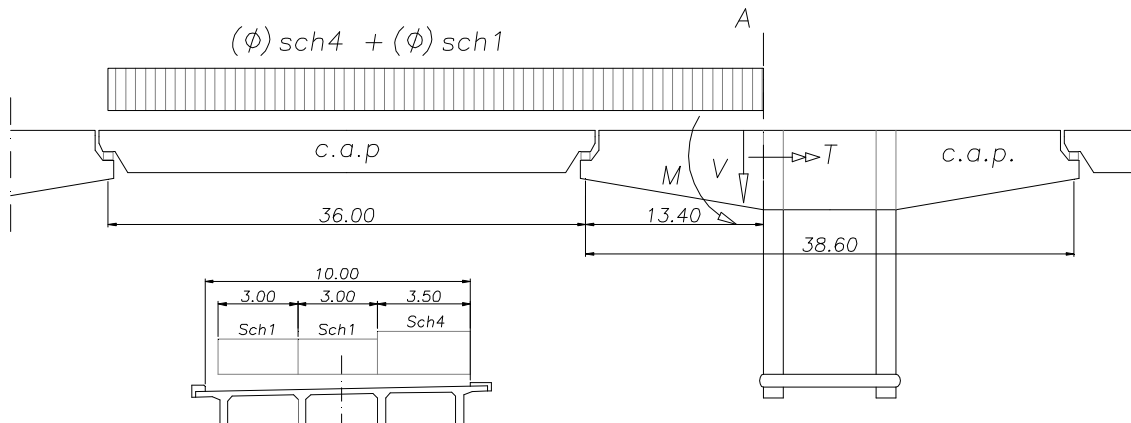


Figura 6.2 - Schema di carico originario (1970) per valutare le massime sollecitazioni nella sezione di incastro -

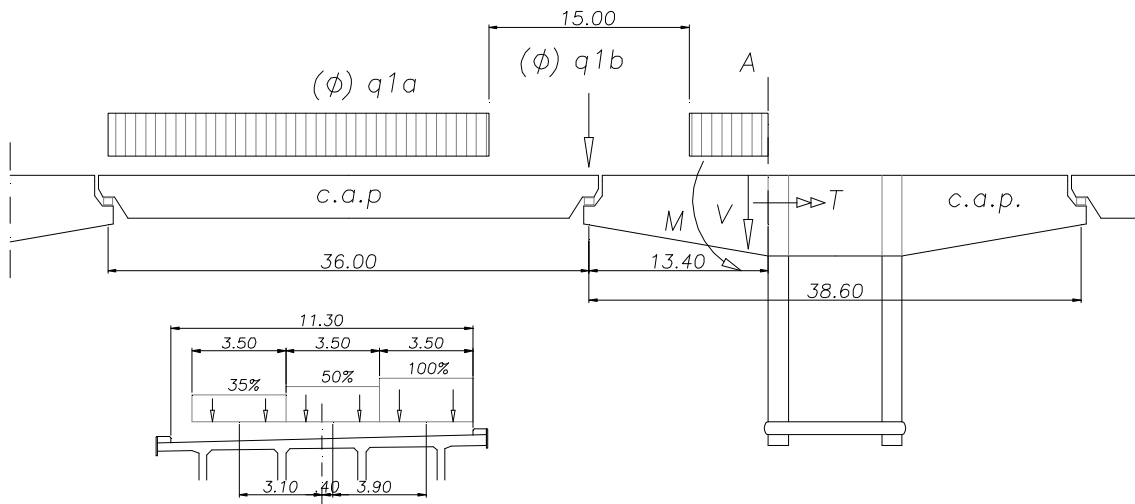


Figura 6.3 - Schema di carico dell'intervento 2002 per valutare le massime sollecitazioni nella sezione di incastro -

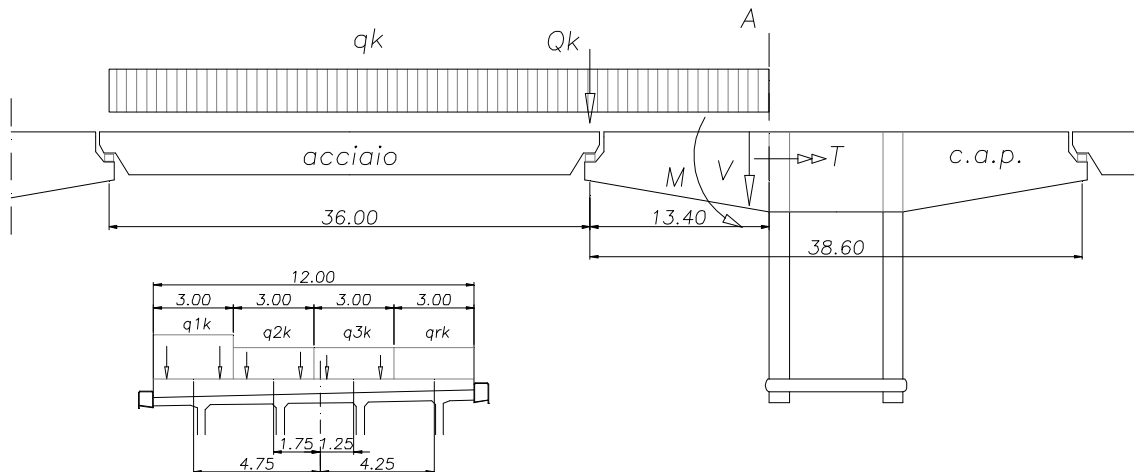


Figura 6.4 - Schema di carico di progetto per valutare le massime sollecitazioni nella sezione di incastro -

### Riepilogo carichi nominali/caratteristici:

#### 1) Soluzione 1970 (CIRC LLPP n.384 '62)

peso proprio campata sospesa in c.a.p.		130	kN/m
peso proprio mensole in c.a.p. (traversi esclusi)		205	kN/m
peso proprio impalcato a cassone in c.a.p.		260	kN/m
peso finitura (15cm), cordoli e barriere	$30+2 \cdot 2 =$	34	kN/m
campata sosp: sch.4 (col. militare su 3,5m)		43,4	kN/m
campata sosp: sch.1 (col. autocarri su 3m)		22,3	kN/m
mensola: sch.4 (col. militare su 3,5m) - max M		57,6	kN/m
mensola: sch.4 (col. militare su 3,5m) - max V		43,5	kN/m
mensola: sch.1 (col. autocarri su 3m) - max M		26,4	kN/m
mensola: sch.1 (col. autocarri su 3m) - max V		23,9	kN/m
coefficiente dinamico $\Phi$ per mensole/camp. sosp./sottostrutture	1,32	1,19	1,04

#### 2) Soluzione 2002 (DM '90)

peso proprio campata sospesa in c.a.p.		180	kN/m
peso proprio mensole in c.a.p. (traversi esclusi)		255	kN/m
peso proprio impalcato a cassone in c.a.p.		315	kN/m
peso finitura (15cm) e barriere	$34+2 \cdot 2 =$	38	kN/m
colonna di carico 100% $q_{1a}$ (su 3,5m)		30	kN/m
tandem $q_{1b}$ (totale su 3 corsie)		1110	kN
coefficiente dinamico $\Phi$ per mensole/camp. sosp./sottostrutture	1,38	1,23	1,00

**3) Progetto (NTC '08)**

peso proprio campata sospesa in acciaio		75 kN/m
peso proprio mensole in c.a.p. (traversi esclusi)		250 kN/m
peso proprio impalcato a cassone in c.a.p.		310 kN/m
peso finitura (15cm) e barriere (antirumore inclusa)	36+5+2 =	43 kN/m
colonna di carico $q_{kl}$		27 kN/m
colonne rimanenti $q_{kb}$ , $r_k$ (3m di larghezza)		7,5 kN/m
tandem $Q_k$ (totale)		1200 kN

Sulla base dei carichi elencati sopra si riportano nel seguito i risultati del confronto delle sollecitazioni globali nella sezione d'incastro delle mensole e nelle colonne delle pile.

Si segnala che i pesi propri delle strutture, sia esistenti che di progetto, sono stati valutati con riferimento al frattile superiore 95% del peso specifico del calcestruzzo. Ciò è giustificato dal fatto che le porzioni nuove (a progetto) in calcestruzzo risultano limitate a poche decine di centimetri in prossimità del cordolo esterno dei soli tratti sulle mensole, la loro influenza a livello globale è quindi minimale, pertanto si è ritenuto superfluo differenziare i frattili del peso specifico del calcestruzzo da impiegare per le porzioni in c.a. esistenti e di progetto.

Per contro, a livello locale per l'allargamento dello sbalzo esterno, ai fini delle verifiche di raffronto dei pesi in gioco, tale effetto è stato invece considerato (si veda §6.3).

M [kNm]	1970	2002	Progetto	Var. 1970	Var. 2002
Peso proprio	49761	66310	40535	-18,5%	-38,9%
Finiture	11253	12577	14232	+26,5%	+13,2%
Permanente	61020	78890	54770	-10,2%	-30,6%
Variabile	38342	32108	32464	-15,3%	+1,1%
Totale	99370	111000	87240	-12,2%	-21,4%

Tabella 6.2 - Momento flettente globale nella sezione di incastro delle mensole (a filo traverso). Sez. A-A -

V (min T) [kN]	1970	2002	Progetto	Var. 1970	Var. 2002
Peso proprio	5087	6657	4700	-7,6%	-29,4%
Finiture	1068	1193	1350	+26,5%	+13,2%
Permanente	6160	7860	6060	-1,6%	-22,9%
Variabile	3498	2702	2754	-21,3%	+1,9%
Totale	9660	10570	8820	-8,7%	-16,6%

Tabella 6.3 - Taglio globale massimo nella sezione di incastro delle mensole (a filo traverso). Sez. A-A -

T (max V) [kNm]	1970	2002	Progetto	Var. 1970	Var. 2002
-----------------	------	------	----------	-----------	-----------

Peso proprio	0	341	-168	-	-
Finiture	0	0	1021	-	-
Permanente	0	341	853	-	+149,8%
Variabile	2881	5795	6444	+123,7%	+11,2%
Totale	2890	6140	7300	+152,6%	+18,9%

Tabella 6.4 - Torcente globale nella sezione di incastro (filo traverso) associato al massimo taglio. Sez. A-A -

T (min V) [kNm]	1970	2002	Progetto	Var. 1970	Var. 2002
Peso proprio	0	341	-168	-	-
Finiture	0	0	1021	-	-
Permanente	0	341	853	-	+149,8%
Variabile	5480	7696	7989	+45,8%	+3,8%
Totale	5490	8040	8850	+61,2%	+10,1%

Tabella 6.5 - Torcente globale nella sezione di incastro (a filo traverso) associato al minimo taglio. Sez. A-A -

V (max T) kN	1970	2002	Progetto	Var. 1970	Var. 2002
Peso proprio	5087	6657	4700	-7,6%	-29,4%
Finiture	1068	1193	1350	+26,5%	+13,2%
Permanente	6160	7860	6060	-1,6%	-22,9%
Variabile	1698	2190	2083	+22,7%	-4,9%
Totale	7860	10050	8150	+3,7%	-18,9%

Tabella 6.6 - Taglio globale nella sezione di incastro (a filo traverso) associato al massimo momento torcente. Sez. A-A -

V(T) Anima [kN]	1970	2002	Progetto	Var. 1970	Var. 2002
Permanente	1540	1999	1600	+3,9%	-20,0%
Variabile	1163	1317	1333	+14,6%	+1,2%
Totale	2710	3320	2940	+8,5%	-11,4%

Tabella 6.7 - Massima azione combinata taglio-torsione sull'anima più esterna dei cassoni. Sez. A-A -

Per le sollecitazioni globali sulle colonne vale lo schema riportato di seguito, dove X e Z sono rispettivamente la direzione longitudinale e trasversale al ponte, pertanto si intende il momento flettente M come quello avente asse versore parallelo a Z, viceversa si denota con T il momento torcente ovvero avente asse versore parallelo a X (in neretto la colonna più caricata).

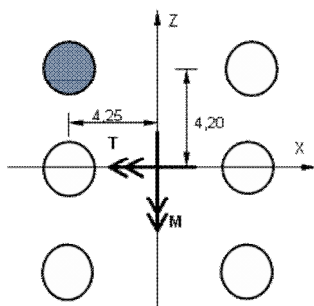


Figura 6.5 - Pianta di riferimento pila tipo con identificazione pila/palo più caricata/o -

Comb.	F Testa Pila [kN]	1970	2002	Progetto	Var. 1970	Var. 2002
Max N	Permanente	2793	3505	2972	+6,4%	-15,2%
	Variabile	1512	1455	2297	+51,9%	+57,9%
	Totale	4306	4960	5269	+22,4%	+6,2%
Max M	Permanente	2793	3505	2972	+6,4%	-15,2%
	Variabile	2666	2040	2751	+3,2%	+34,8%
	Totale	5459	5546	5723	+4,8%	+3,2%
Max T	Permanente	2793	3505	2972	+6,4%	-15,2%
	Variabile	1261	1450	2131	+68,9%	+46,9%
	Totale	4055	4956	5103	+25,8%	+3,0%
	Massimi	5459	5546	5723	+4,8%	+3,2%

Tabella 6.8 - Massima azione assiale in testa pila per la singola colonna più caricata -

Comb.	F Testa Palo [kN]	1970	2002	Progetto	Var. 1970	Var. 2002
Max N	Permanente (*)	3321	4033	3500	+5,4%	-13,2%
	Variabile	1512	1455	2297	+51,9%	+57,9%
	Totale	4833	5488	5796	+19,9%	+5,6%
Max M	Permanente (*)	3321	4033	3500	+5,4%	-13,2%
	Variabile	2666	2040	2751	+3,2%	+34,8%
	Totale	5987	6074	6251	+4,4%	+2,9%
Max T	Permanente (*)	3321	4033	3500	+5,4%	-13,2%
	Variabile	1261	1450	2131	+68,9%	+46,9%
	Totale	4582	5484	5630	+22,9%	+2,7%
	Massimi	5987	6074	6251	+4,4%	+2,9%

(\*)Peso colonna più collare di base 528kN

Tabella 6.9 - Massima azione assiale alla base della pila in gola (testa palo) per la singola colonna più caricata -

Comb.	F Testa Palo [kN]	1970	2002	Progetto	Var. 1970	Var. 2002
Max N	Permanente (*)	3454	4166	3567	+3,3%	-14,4%
	Variabile	1512	1455	2297	+51,9%	+57,9%
	Totale	4966	5621	5864	+18,1%	+4,3%
Max M	Permanente (*)	3454	4166	3567	+3,3%	-14,4%
	Variabile	2666	2040	2751	+3,2%	+34,8%
	Totale	6119	6206	6318	+3,2%	+1,8%
Max T	Permanente (*)	2793	3505	3567	+27,7%	+1,7%
	Variabile	1261	1450	2131	+68,9%	+46,9%
	Totale	4055	4956	5698	+40,5%	+15,0%
	Massimi	6119	6206	6318	+3,2%	+1,8%

(\*)Peso colonna più collare di base 660kN

Tabella 6.10 - Massima azione assiale alla base della pila in alveo (testa palo) per la singola colonna più caricata -

Comb.	F Testa Pila [kN]	1970	2002	Progetto	Var. 1970	Var. 2002
Max N	Permanente	2793	3411	2745	-1,7%	-19,5%
	Variabile	872	-12	-696	-	-
	Totale	3665	3400	2049	-44,1%	-39,7%
Max M	Permanente	2793	3411	2745	-1,7%	-19,5%
	Variabile	-1473	-1272	-1750	+18,8%	+37,6%
	Totale	1320	2139	994	-24,7%	-53,5%
Max T	Permanente	2793	3411	2745	-1,7%	-19,5%
	Variabile	40	-280	-960	-	-
	Totale	2833	3131	1785	-37,0%	-43,0%
	Minimi	3665	3400	2049	-44,1%	-39,7%

Tabella 6.11 - Minima azione assiale di testa pila per la singola colonna meno caricata -

Dai dati riportati nelle tabelle precedenti si deducono gli effetti globali indotti dall'intervento di adeguamento del 2002 e da quello in progetto.

Per quanto riguarda la sezione di incastro delle mensole si nota una sostanziale diminuzione di flessione e taglio massimi, dovuta principalmente alla sostituzione delle campate sospese con impalcato in acciaio. A fronte dell'allargamento asimmetrico della carreggiata si genera tuttavia un importante momento torcente, il quale genera un ulteriore sforzo tagliante che, sommato al taglio indotto dalla flessione, porta ad un incremento di sollecitazione per le anime più esterne che si attesta all'8% circa rispetto alla situazione originale (fermo restando il decremento del 12% rispetto alla situazione in essere).

Va detto che la massima azione sull'anima esterna è sicuramente maggiore rispetto a quella riportata nelle tabelle precedenti, e ciò è dovuto al fatto che nella realtà del comportamento sezionale non vi è distribuzione rigida sulle nervature. Il metodo proposto è di fatto da considerarsi un indicatore di raffronto tra le tre configurazioni esaminate. La sollecitazione esatta che tenga in



conto della reale deformabilità della soletta e dei traversi irrigidenti è stata indagata con un modello tridimensionale i cui risultati sono esposti in seguito.

Per quanto riguarda invece le sollecitazioni sulle colonne si nota che la condizione governante sia quella di massimo momento flettente, ovvero con tutte le colonne di carico presenti solo da una parte della pila. Nonostante sia appunto la condizione di massimo momento flettente a massimizzare l'azione assiale nelle colonne d'angolo, il contributo più rilevante è comunque dovuto al momento torcente dei carichi variabili, il quale risulta maggiore del decremento imputabile ai ridotti pesi propri. Si consideri inoltre il maggior carico permanente associato alla nuova larghezza carrabile e all'adozione di barriere fonoassorbenti dal peso rilevante (per alcuni tratti delle campate in golena).

La sollecitazione nei pali (sforzo assiale) aumenta pertanto leggermente rispetto alle due pregresse configurazioni di circa il 4% e il 3% rispettivamente (minor incremento per le pile in alveo dove non è prevista l'installazione della barriera fonoassorbente alta oltre 4m).

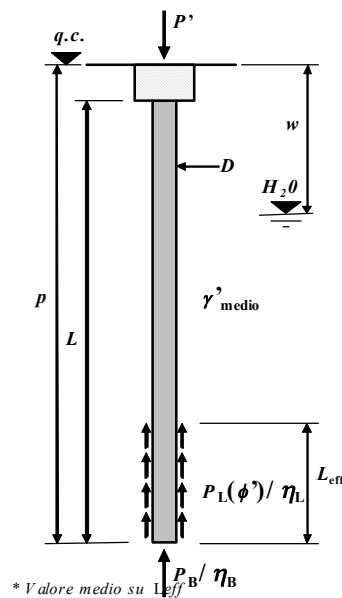
La sollecitazione massima per i pali d'angolo rivolti verso l'esterno può in conclusione definirsi invariata rispetto all'attuale configurazione. Mentre per i restanti allineamenti di pali le sollecitazioni sono sostanzialmente diminuite.

Si riporta nel seguito la verifica alla portata verticale per pali di grande diametro secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2 della nuova normativa. Con riferimento alla Tabella 6.10 si identifica il carico SLU-GEO di verifica, ovvero ottenuto con coefficienti parziali pari a  $g_g = 1$  e

$g_q = 1,15$ , pari a  $P_{A2} = 3567 + 1,15 \times 2751 @ 6750 kN$

Carico di esercizio $P'$	6320
Carico SLU-GEO	6750
angolo attrito terr. di base ( $\alpha$ )	32
angolo attrito ridotto terr. di base ( $\alpha_r$ )	27
modulo elastico base (MPa)	10
modulo elastico laterale* (MPa)	10
coefficiente di Poisson	0,45
coeff. rid. Attrito palo/terr.	0,9
angolo attrito palo/terr.* ( $\alpha_p$ )	23,90
peso spec. calc. asc. ( $\gamma_{cls}$ )	23
peso spec. calc. imm. ( $\gamma'_{cls}$ )	13
peso specifico terr. asc. ( $\gamma$ )	19
peso specifico terr. imm. ( $\gamma'$ )	9
lunghezza palo ( $L$ )	50
lunghezza efficace ( $L_{eff}=L'$ )	18
quota base palo ( $p$ )	50
diametro ( $D < L$ )	1,5
quota falda ( $w < p$ )	0
ricarico per att.neg. ( $s$ )	0
Coeff. efficienza. Gruppi di Pali ( $\eta$ )	0,85
$Nq(\phi^*)$ - Beretzantvev (1961)	20,1
pressione base (KPa)	450

$$\tan(f^*) = \frac{\tan(f)}{g_M} \quad \text{con } g_M = 1,25$$



## CARICO LIMITE DI PROGETTO

$P B [Nq(\phi^*)]$	15960
coeff. Sicurezza $\pi B$	1,70
$P L$	6922
coeff. Sicurezza $\pi L$	1,45
$\xi$	1,70
$P' 2$	7081 (verif. $F_s = 1,05$ )

Tabella 6.12 – Calcolo portata limite pali -

## 6.3. ANALISI E VERIFICHE STATICHE LOCALI

## 6.3.1. Sbalzi di soletta

## 6.3.1.1. Statica

Con riferimento alla figura seguente si identifica la nuova configurazione della sezione trasversale in relazione all'esistente.

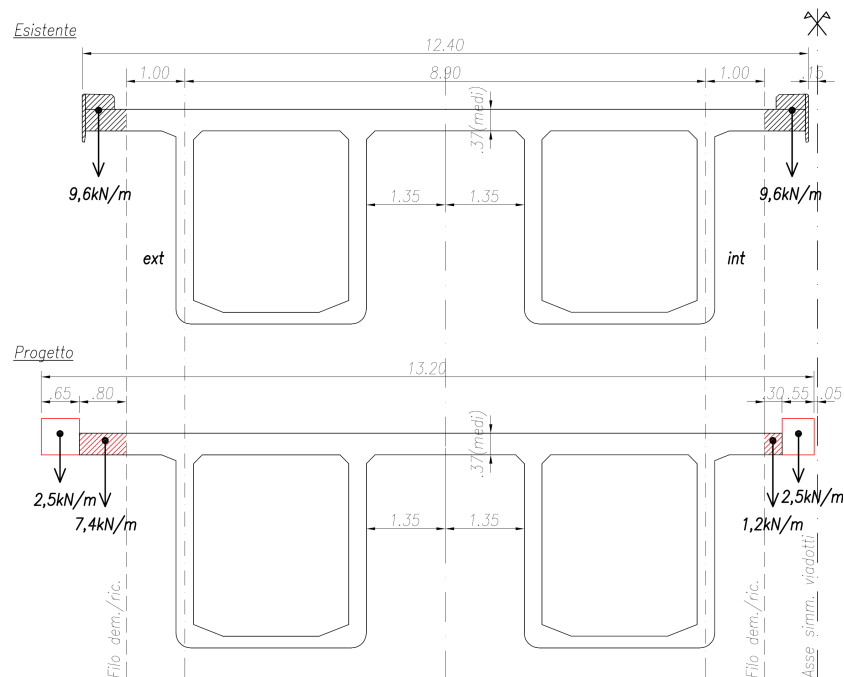


Figura 6.6 - Variazione dei pesi propri strutturali degli sbalzi di soletta -

Si noti come l'adozione del cordolo scatolare interamente in acciaio compensi l'aumento di peso della soletta in c.a., sia per il lembo esterno che, a maggior ragione, per il lembo interno.

Infatti, da un primo bilancio dei pesi propri in gioco risulta uno sgravio all'interno pari a  $9,6 - 2,5 - 1,2 = - 5,9 \text{ kN} / \text{m}$  e un aumento all'esterno pari a  $9,6 - 2,5 - 7,4 = 1,3 \text{ kN} / \text{m}$  ‡.

Analogamente per i carichi permanenti portati vale lo schema di Figura 6.7, dove si deduce un incremento di carico associato alla pavimentazione e alle barriere (si riporta qui il caso più sfavorevole in presenza di barriera fonoisolante) nella misura di 1,8 e 0,3 kN/m, rispettivamente all'esterno e all'interno del viadotto.

‡ Per il calcolo del peso delle strutture esistenti, quando opportuno, si è fatto riferimento al frattile inferiore 5% del peso specifico del calcestruzzo.

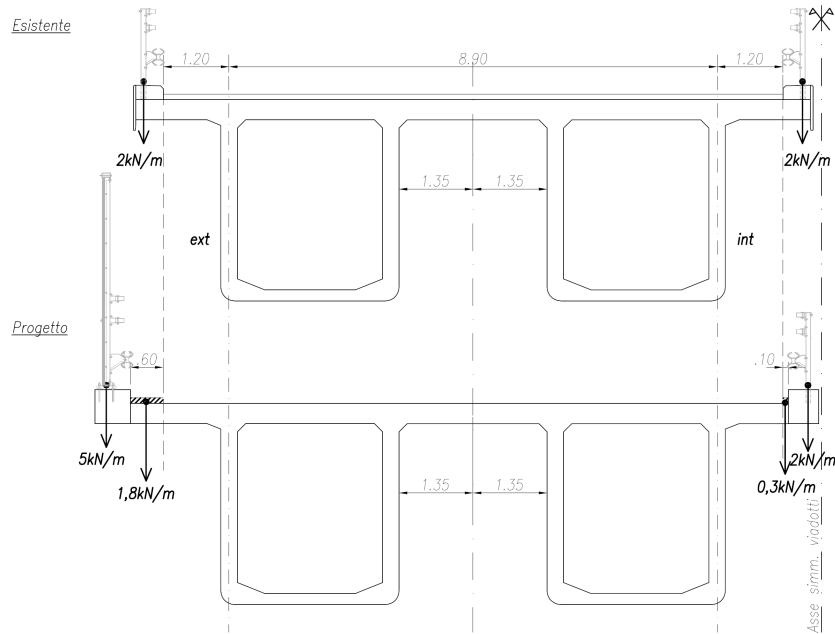


Figura 6.7 - Variazione dei pesi permanenti portati degli sbalzi di soletta -

Per quanto riguarda i carichi variabili si è fatto riferimento sia alla normativa vigente all'atto del primo allargamento del 2002 (DM'90) che a quella attuale (NTC'08).

Lo schema seguente riassume la condizione di carico locale più gravosa nei confronti delle sollecitazioni flessionali e di taglio per lo sbalzo della soletta nei due casi esaminati.

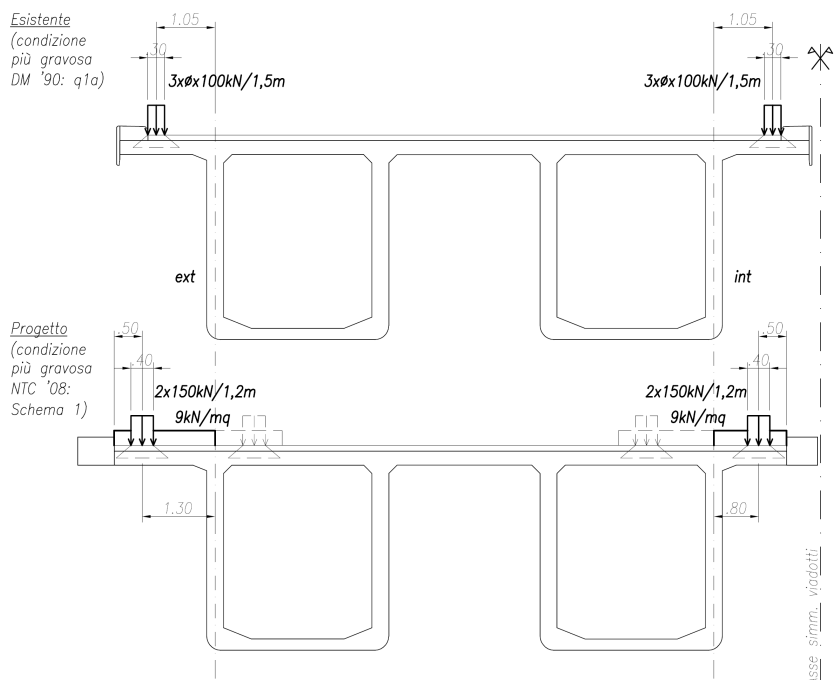


Figura 6.8 - Impronte di carico associate alla condizione locale più gravosa dovuta ai variabili -

Si noti che gli schemi di carico producono effetti statici non direttamente comparabili tra loro con valutazioni monodimensionali dato, per l'appunto, il carattere bidimensionale/redistributivo del problema locale (tra gli altri la presenza di traversi sporgenti a parziale supporto degli sbalzi e il nuovo cordolo collaborante in acciaio).

A tal proposito si sono dunque modellate le due strutture per effettuare un confronto delle sollecitazioni al variare dell'ascissa longitudinale.

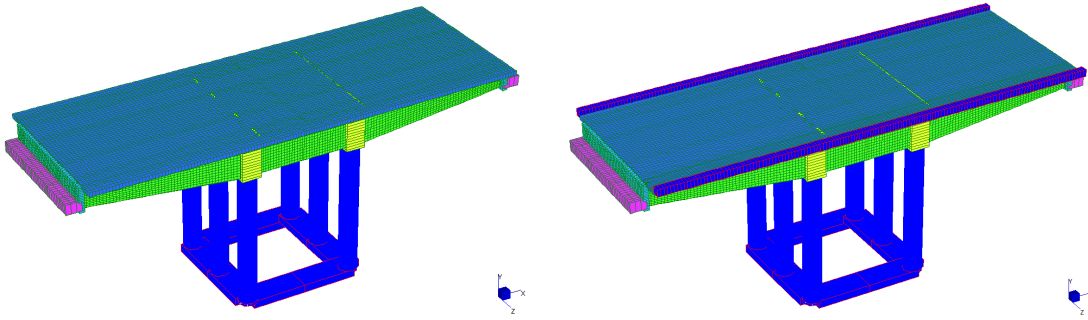


Figura 6.9 - Modelli di calcolo tridimensionali per le sollecitazioni locali (sx esistente, dx progetto) -

Le posizioni studiate per le impronte di carico sono quattro e si riassumono in Figura 6.10 e Figura 6.11.

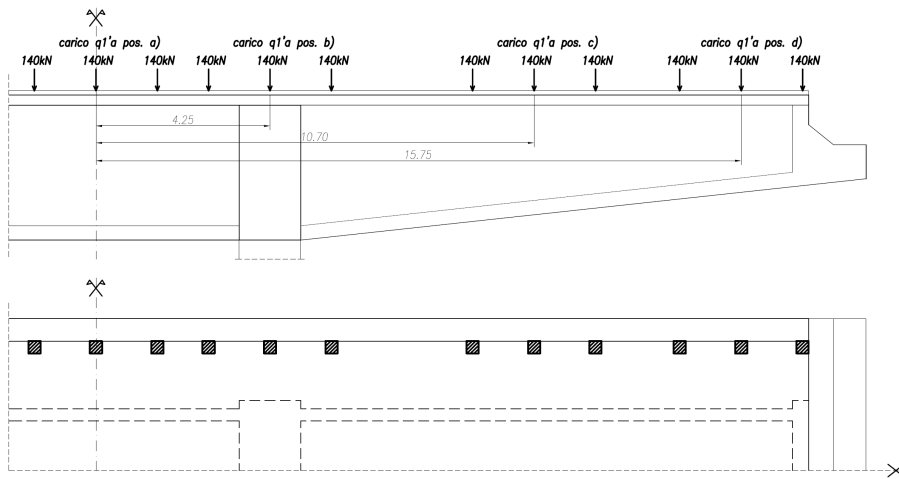


Figura 6.10 - Posizionamento longitudinale dei carichi variabili per la situazione esistente - DMF90 -

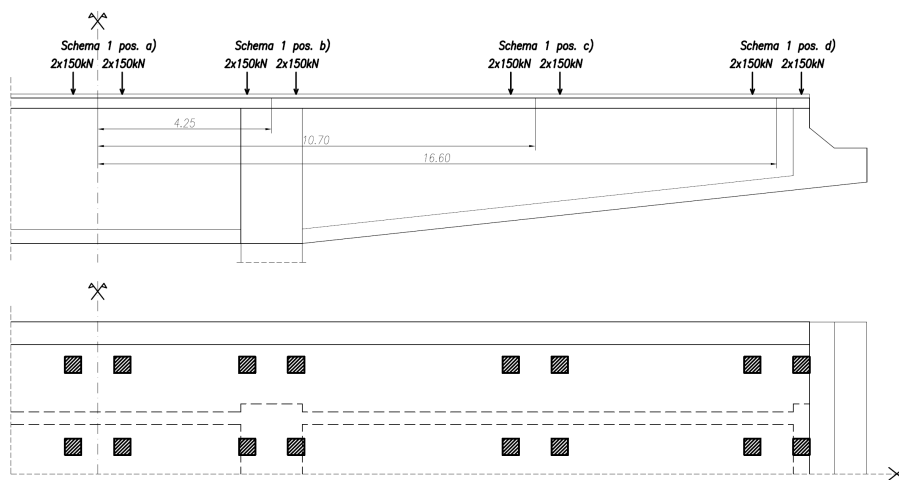


Figura 6.11 - Posizionamento longitudinale dei carichi variabili per la situazione di progetto - NTC'08 -

Di seguito si riportano degli specchietti riassuntivi delle sollecitazioni caratteristiche (rare) ottenute.

MOMENTO (Esistente)	Ascissa long.	asse colonne x=0	traverso x=4,25m	x=10,7m	estremità x=15,75m
$m_{g+p}$	kNm/m	24	24	24	24
Schema carico		$\Phi q_{1a}$	$\Phi q_{1a}$	$\Phi q_{1a}$	$\Phi q_{1a}$
$m_{q,max}$	kNm/m	30	22	25	30
$m_{tot}$	kNm/m	54	46	49	54

TAGLIO (Esistente)	Ascissa long.	asse colonne x=0	traverso x=4,25m	x=10,7m	estremità x=15,75m
$v_{p+g}$	kN/m	17	14	21	30
Schema carico		$\Phi q_{1a}'$	$\Phi q_{1a}'$	$\Phi q_{1a}'$	$\Phi q_{1a}'$
$v_{q,max}$	kN/m	70	45	84	65
$v_{tot}$	kN/m	87	59	105	95
$\tau_{max}$	MPa	0,37	0,25	0,45	0,41

Tabella 6.13 – Momento e taglio sbalzo Esistente -

MOMENTO (Progetto)	Ascissa long.	asse colonne x=0	traverso x=4,25m	x=10,7m	estremità x=15,75m
$m_{g+p}$	kNm/m	32	32	32	32
Schema carico		Schema 1	Schema 1	Schema 1	Schema 1
$m_{q,max}$	kNm/m	58	43	64	71
$m_{tot}$	kNm/m	90	75	96	103

TAGLIO (Progetto)	Ascissa long.	asse colonne x=0	traverso x=4,25m	x=10,7m	estremità x=15,75m
$v_{p+g}$	kN/m	20	23	28	37
Schema carico		Schema 1	Schema 1	Schema 1	Schema 1
$v_{q,max}$	kN/m	82	42	87	70
$v_{tot}$	kN/m	102	65	115	107
$\tau_{max}$	MPa	0,44	0,28	0,49	0,46
var% $\tau$ (2002)		+17,2%	+10,2%	+9,5%	+12,6%

Tabella 6.14 – Momento e taglio sbalzo di Progetto -

La resistenza a taglio ultima di elementi non provvisti di apposita armatura e in assenza di sforzo normale si valuta con la formula seguente:

$$v_{rd} = 0,18 \times k \times (100 \times r_l \times f_{ck})^{1/3} \times b_w \times d^3 \quad 0,035 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2}$$

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

Sulla sezione di larghezza 1m posta a 0,4m dall'asse della nervatura più esterna, verificato quindi che l'altezza h non è mai inferiore a 0,3m, e posto che l'armatura longitudinale presente (superiormente) è  $\phi 22/15$  (FeB44k), si ottiene una resistenza pari a:

$$v_{rd} = 165 \text{ kN} / \text{m}$$

Essendo la corrispondente azione massima SLU pari a  $v_{tot} \times 1,35 = 156 \text{ kN/m} < v_{rd}$ , la verifica risulta soddisfatta.

La resistenza a flessione ultima per elementi debolmente armati può valutarsi come:

$$m_{rd} @ 0,9 \times d \times A_s \times f_{sd}$$

Per il caso in esame, nella sezione di larghezza 1m posta in asse alla nervatura più esterna, con  $h = 0,4\text{m}$ , vale  $m_{rd} = 200 \text{ kNm} / \text{m}$  (avendo inoltre posto la limitazione  $f_{sd} = 240 \text{ MPa}$  per tenere in conto di fenomeni di fessurazione).

La rispettiva sollecitazione massima ultima, analogamente al caso del taglio, si ottiene mediante  $m_{tot} \times 1,35 = 140 \text{ kNm/m} < m_{rd}$ .

### 6.3.1.2. Deformabilità e connettori di cordolo

L'adozione delle campate in acciaio introduce un problema di differente deformabilità dello sbalzo esterno in prossimità del giunto che porta a differenti entità di abbassamento sotto l'azione della medesima impronta di carico. Tale effetto imporrebbe l'impiego di un fattore di amplificazione dinamica  $q > 1$  nelle verifiche. In ragione quindi, da un lato, di evitare ulteriori onerose lavorazioni di integrazione d'armatura lato c.a. ovvero contenere il quantitativo di carpenteria metallica, e, dall'altro, di annullare le deformazioni differenziali degli sbalzi in adiacenza al giunto di pavimentazione dovute al traffico, si è optato per l'installazione di connettori a taglio bidirezionali in corrispondenza dell'interfaccia tra i cordoli lato acciaio e lato c.a.

Ciò consente di impiegare un fattore dinamico  $q = 1$  nelle verifiche.

La forza che sollecita il connettore è funzione del rapporto tra le rigidezze a taglio dei due sbalzi.

Se si notano con  $h = k_c / k_a$  il rapporto tra le rigidezze degli sbalzi rispettivamente lato acciaio e lato calcestruzzo, si ottiene che la forza tagliente sul connettore vale:

$$F_{conn} = Q_k \times \frac{1}{1 + h} \times \frac{\ddot{u}}{\ddot{u}_c}$$

con  $Q_k = 200 \text{ kN}$  massima impronta isolata come da schema di carico 2.

Si verifica che per valori di  $h$  anche molto grandi la massima azione tagliente sul perno di collegamento non può superare  $F_{conn} = 200 \text{ kN}$  in esercizio.

Per quanto riguarda lo sbalzo interno si omettono le verifiche statiche in quanto vi agiscono sollecitazioni inferiori a quelle dello stato di fatto. Inoltre data la luce ridotta, la differenza di deformabilità tra acciaio e calcestruzzo risulta trascurabile. In ogni caso, dato il maggior spessore di soletta rispetto all'esterno (mediamente 10cm in più) a parità di armatura di forza presente ( $f_{22} / 15$ ), le verifiche sono soddisfatte anche introducendo un coefficiente dinamico aggiuntivo pari a  $q = 2$ .

### 6.3.2. Campi interni di soletta

Dalle analisi effettuate non risulta necessario alcun adeguamento statico della soletta in corrispondenza dei tratti interni alle nervature.

### 6.3.3. Verifica sollecitazioni da barriere di sicurezza

Con riferimento a quanto esposto al Cap. 4 si ottengono le sollecitazioni statiche equivalenti da applicare ai montanti della barriera di sicurezza, dovute all'urto dei veicoli in svio.

Si verifica inoltre la soletta alla sollecitazione derivante dal vento agente sulle barriere antirumore e di verso opposto alla precedente.

#### 6.3.3.1. Svio

Le azioni concentrate alla base del montante HEB100, trasportate nel baricentro dei tirafondi, valgono  $V_{sd} = 200kN$  di trazione e  $M_{sd} = 180kNm$  che tende le fibre superiori della soletta.

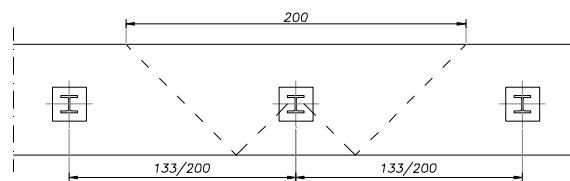


Figura 6.12 – Diffusione a 45° in pianta -

Ipotizzando (a favore di sicurezza) una diffusione a 45°, il tratto di soletta interessato in senso longitudinale risulta pari a 2,0 m (Figura 6.12) e le azioni distribuite equivalenti risultano:

$$v_{sd} = 100kN / m \text{ e } m_{sd} = 90kNm / m .$$

La flessione resistente risulta pertanto:

$$m_{rd}(v_{sd}) = 0,93 \times d \times A_s \times f'_{sd} = 232,5 \times 1340 \times (450 - 37,5) = 128kNm / m$$

Avendo indicato con  $f'_{sd}$  la tensione di snervamento che tiene in conto della presenza della trazione pari a  $v_{sd}$ . Considerando ora la combinazione con le altre azioni tipica delle situazioni eccezionali, la flessione totale diviene  $m_d = m_{sd} + m_{g+p,x} + m_{q,x} = 90 + 11 + 24 = 125kNm / m$ ,

dove:

$m_{g+p,x}$  è il valore di momento caratteristico agente, a favore di sicurezza, nella sezione di ripresa di getto dovuto ai pesi propri e permanenti (pari a un terzo del massimo valore riportato in Tabella 6.14);

$m_{q,x}$  è il valore di momento caratteristico agente, a favore di sicurezza, nella sezione di ripresa di getto dovuto ai carichi variabili (pari a un terzo del massimo valore riportato in Tabella 6.14).

Si verifica quindi che  $m_{sd} < m_{rd}(v_{sd})$ .

Per quanto riguarda la sezione di incastro dello sbalzo la verifica è soddisfatta grazie alla presenza di un'armatura quasi doppia ( $\phi 22/15$ ) a fronte di un'azione totale di flessione 1,55 volte più elevata di quella precedentemente calcolata ( $m_d = m_{sd} + m_{g+p,max} + m_{q,max} = 90 + 32 + 71 = 193kNm / m$ ).

#### 6.3.3.2. Vento

Con riferimento a quanto esposto al §5.1.2.5 la pressione dinamica caratteristica del vento, considerata su un'altezza di riferimento di  $3,6 + 4 = 7,6m$  in luogo di 7,1m (h media), vale:

$$p_w = 16,5kN / m$$

applicata all'estradosso cordolo, ovvero ad una distanza di 0,5m dal baricentro della soletta.

L'armatura oggi presente al lembo inferiore, appartenente alla struttura originale, è composta complessivamente da  $f12/15$  ogni metro lineare.

Tenendo in conto delle ipotesi conservative sulle caratteristiche dell'acciaio d'impalcato originale (FeB38k) si ha allo stato limite ultimo:

$$m_{sd} = 16,5 \times 1 \times 1,5 @ 25kNm / m < m_{rd} = 0,9 \times 250 \times 753 \times 330 = 55kNm / m$$

Il coefficiente di sicurezza risultante garantisce inoltre il presidio di fenomeni di fessurazione.

#### 6.3.4. Cassoni

##### 6.3.4.1. Sollecitazioni normali

Oltre alle azioni globali ottenute al §6.2 sulla sezione di incastro delle mensole a cassone agiscono anche forze normali accresciute rispetto a quelle dedotte dalle normative precedenti (si veda il Cap.4), rappresentate da frenamento/accelerazione pari a  $F_f = \pm 445kN$  agente a livello della pavimentazione, nonché dall'azione della distorsione termica delle campate interne in acciaio (schema iperstatico elasticamente)  $F_e = \pm 15kN$  totale agente sugli apparecchi d'appoggio.

Considerando il verso di  $F = F_e + F_f = 460kN$  tale per cui la sezione di incastro delle mensole risulti tenso-inflessa, si verifica che l'incremento di momento flettente è inferiore, in modulo, al decremento che avviene per effetto dell'alleggerimento delle campate interne, ovvero a titolo di raffronto (cfr. Tabella 6.2):

$$M_f = 460 \times 1,75 = 805kNm = DM = M_d - M_{1970} = 61020 - 54770 = 6250kNm$$

In origine (1970) l'azione di frenamento agente nella sezione considerata, calcolata secondo la CIRC.LLPP'62, valeva  $F_f = 0,1 \times q_1 \times L = 0,1 \times (22,3 \times 38 + 23,9 \times 13,4) ; 120kN$ .

Pertanto ad oggi l'azione di frenamento/temperatura (significativa se di trazione) comporta un aumento delle sollecitazioni pari a  $DF = 460 - 120 = 340kN$  e  $DM_f = 340 \times 1,75 @ 600Nm$ , sempre nella sezione d'incastro.

Tuttavia la minore sollecitazione flettente globale dovuta ai carichi permanenti garantisce uno sconto sul tasso di lavoro dei cavi di precompressione nella misura di  $DM_p = DM = 6250kNm$ , ovvero  $DP = 6250 / 1,75 @ 3500kN ? 340kN$ .

##### 6.3.4.2. Sollecitazioni di taglio

Come accennato al §6.2 la massima sollecitazione di taglio sull'anima più esterna è nella realtà maggiore di quella globale ottenuta sulla sezione supposta rigida torsionalmente.

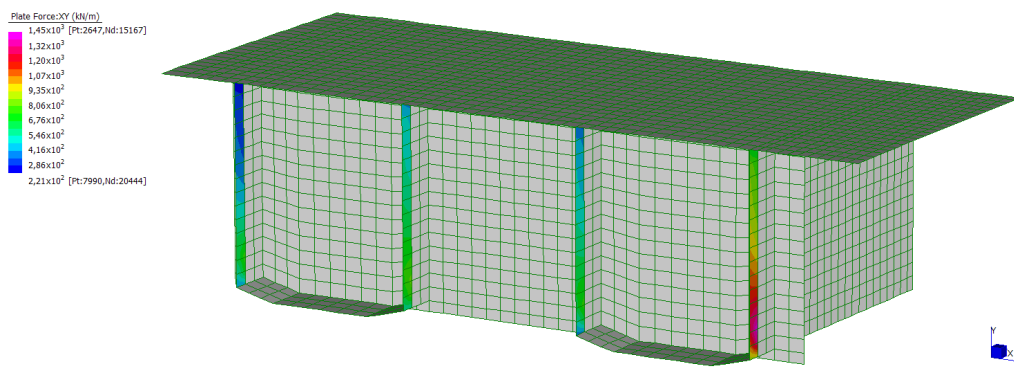


Figura 6.13 - Sforzo di taglio nelle mensole (sezione a filo traverso) -

Con riferimento alla Figura 6.13 risulta che il taglio massimo agente nell'anima più esterna allo SLU vale  $V_{sd} = 3183 \times 1,35 = 4300kN$ , maggiore, come atteso, rispetto al valore ricavato dall'analisi



di raffronto (cfr. Tabella 6.7,  $V = 2940 \times 1,35 = 3970kN$ ), la quale non considera la deformabilità dell'impalcato.

Coerentemente con quanto assunto e dichiarato al §6.1 si valutano di seguito le azioni resistenti. Posto che nel tratto pari a  $0,9d$  dalla sezione considerata sono presenti staffe a due bracci in ragione di  $13f14$  e  $10f12$  oltre a  $4f18$  piegati a  $35^\circ$  sull'asse della travata, il taglio resistente offerto dalle armature vale:

$$V_{rds} = 6848 \times 330 = 2260kN$$

Mentre la resistenza a taglio-compressione risulta (in assenza di precompressione):

$$V_{rdc} = 0,225 \times d \times b \times f_{cd} = 0,225 \times 3500 \times 300 \times 14,875 = 3514kN$$

Ai fini della verifica è necessario valutare la precompressione delle mensole, originariamente non aderente, quale forza esterna opposta ai carichi gravitazionali.

Dallo schema di Figura 6.14 si deduce che il contributo maggiore allo sforzo di taglio equilibrante dovuto alla precompressione sia offerto dai cavi C3, C4, D1, D2, D3 e D4.

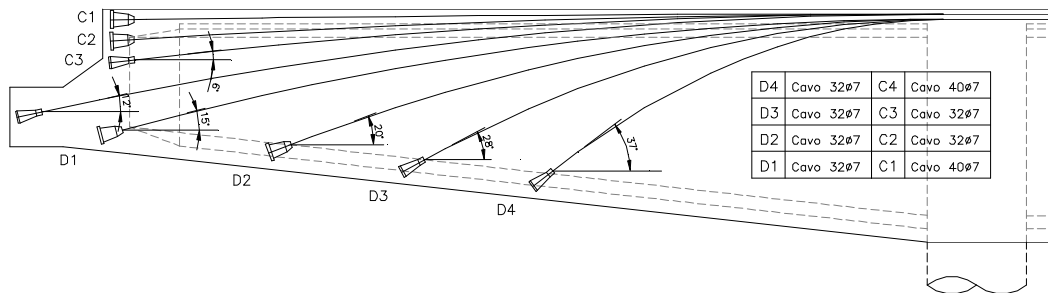


Figura 6.14 - Precompressione mensole. Schema cavi presenti in ogni anima -

Partendo da una tensione iniziale cautelativa di  $0,85 \times f_{p(0,2)} = 0,85 \times 1450 = 1230MPa$  e supponendo di aver scontato tutte le perdite differite e localizzate (75%), si ottiene la seguente componente verticale della forza di precompressione:

$V_p = 0,9 \times 0,75 \times 1230 \times A_{V,p}$ , con **0,9** coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo, pertanto:

$$V_p = 830 \times 38,5 \times [40 \times \sin 12^\circ + 32 \times (\sin 6^\circ + \sin 15^\circ + \sin 20^\circ + \sin 28^\circ + \sin 37^\circ)] @ 2080kN$$

La verifica risulta quindi soddisfatta in quanto:

$$V_{rd} = \min(V_{rds}, V_{rdc}) = 2260kN \quad V_{sd} - V_p = 4300 - 2080 = 2220kN$$

#### 6.4. ANALISI E VERIFICA DELLA RISPOSTA DINAMICA

Per valutare la risposta della struttura all'azione sismica si è condotta un'analisi dinamica lineare mediante impiego di accelerogrammi artificiali spettro-compatibili.

L'intervento a progetto, come detto, prevede l'installazione di apparecchi d'appoggio in gomma armata a sostegno delle campate interne di nuova realizzazione in acciaio.

L'impiego di accelerogrammi, e quindi di un'analisi dinamica completa, nasce dall'esigenza di stimare l'abbattimento della risposta conseguente sia all'effetto isolante offerto dagli apparecchi d'appoggio elastomerici, sia allo smorzamento che gli stessi offrono (realizzati in gomma altamente dissipativa ovvero HDRB, "High Damping Rubber Bearing" con coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\xi$  fino al 20%).

Ai fini del calcolo delle sollecitazioni massime si è verificato che la struttura faccia fronte alle sollecitazioni di progetto senza dover attingere alle risorse plastiche. Ciò è dettato essenzialmente dalla ridotta duttilità dei nodi della struttura, caratterizzati da dettagli d'armatura insufficienti a garantire sviluppo di cerniere plastiche nonché confinamento del nodo stesso, e dalla presenza di materiali le cui caratteristiche meccaniche non sono di immediata e certa valutazione (la struttura ha peraltro mostrato fenomeni di degrado, oggetto delle perizie intercorse sino ad oggi).

Coerentemente a quanto detto, e in accordo con EC8-2 §7.6.3(2), si assume il coefficiente di struttura minimo di norma attribuibile a strutture con limitata duttilità (comportamento essenzialmente elastico allo SLU) pari a  $q=1,5$ . Non si applicano pertanto i criteri della gerarchia delle resistenze.

Si mostreranno infine le verifiche nei confronti delle massime sollecitazioni flettenti e taglianti risultanti dalle condizioni di carico più gravose.

##### 6.4.1. Sicurezza e prestazioni attese

Coerentemente con quanto indicato al §2.1 e §8.3 delle NTC'08, l'opera è stata verificata nei confronti degli Stati Limite di Esercizio e Ultimi. Per quanto riguarda lo stato limite ultimo ci si riferisce a quello di Salvaguardia della Vita – SLV, nei confronti del quale sono state effettuate le verifiche di resistenza.

La vita nominale dell'opera è fissata a partire dalla tipologia di costruzione n.2 "Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale", ed è pari a  $V_N^3 = 50$  anni.

Assumendo quindi un coefficiente di utilizzo, in classe d'uso II, pari a  $c_u = 1,0$ , si determina una vita di riferimento pari a  $V_R^3 = 50$  anni corrispondente allo Stato Limite di Esercizio (SLD) con  $P_{VR} = 63\%$ , mentre per lo SLU (SLV) si ha  $P_{VR} = 10\%$  in 475 anni.

##### 6.4.2. Spettri di risposta e accelerogrammi

A partire dallo spettro elastico di progetto, illustrato in Figura 6.15, si è generato un numero adeguato di accelerogrammi conformi alle specifiche di norma.

## Spettri di risposta

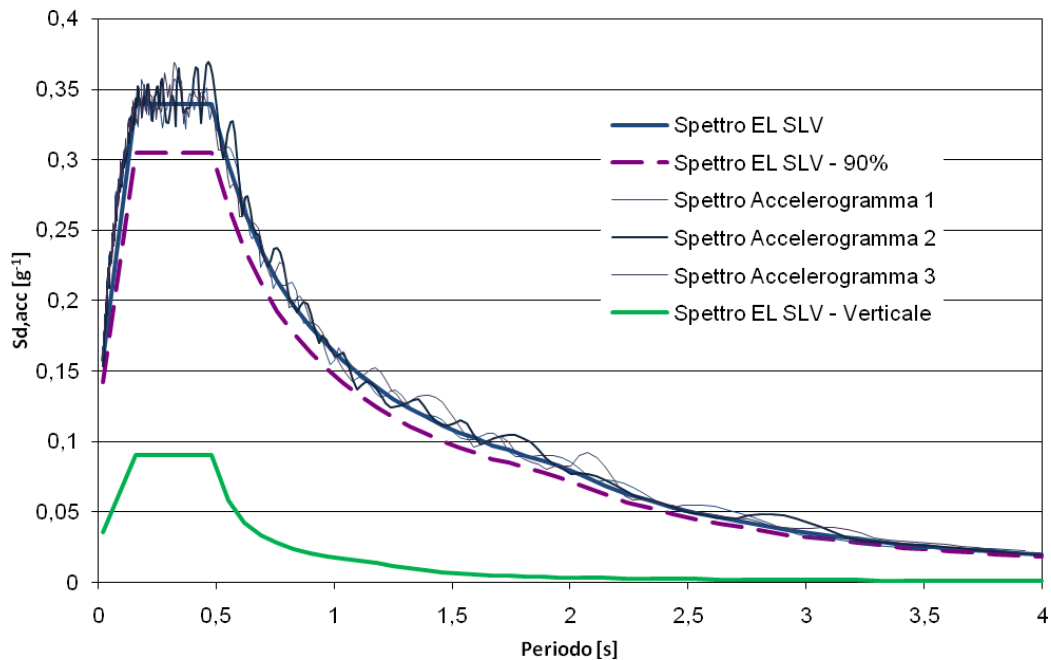
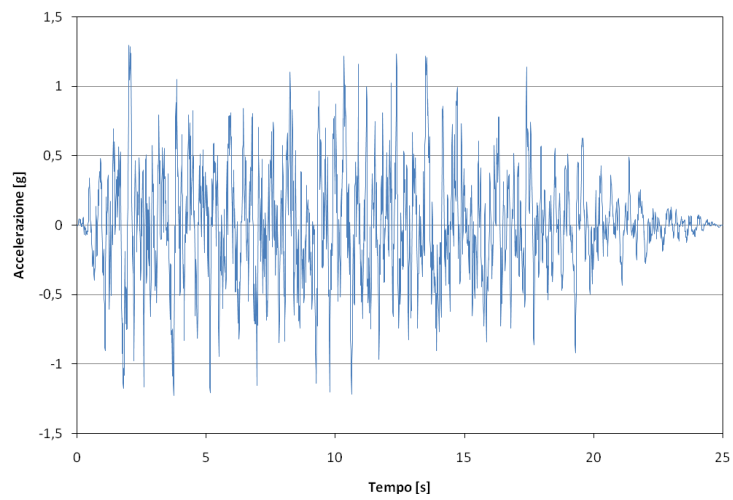


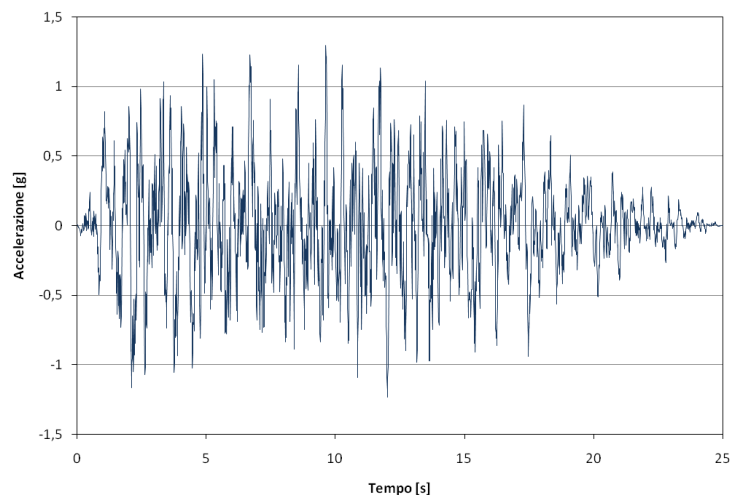
Figura 6.15 - Spettro di progetto e spettro degli accelerogrammi artificiali generati -

Gli accelerogrammi generati ed utilizzati sono riportati nelle illustrazioni della pagina seguente. Gli spettri di risposta di detti accelerogrammi sono stati sovrapposti in Figura 6.15 allo spettro di progetto (linea spessa continua). Come impone la norma (§3.2.3.6) gli accelerogrammi artificiali sono generati a partire dallo spettro di risposta elastico in accelerazione con coefficiente di smorzamento viscoso equivalente pari al 5%. Il valore dell'ordinata spettrale di ciascun accelerogramma così ottenuto deve essere in ogni punto del dominio superiore al 90% dell'ordinata dello spettro di risposta di progetto (curva tratteggiata di Figura 6.15).

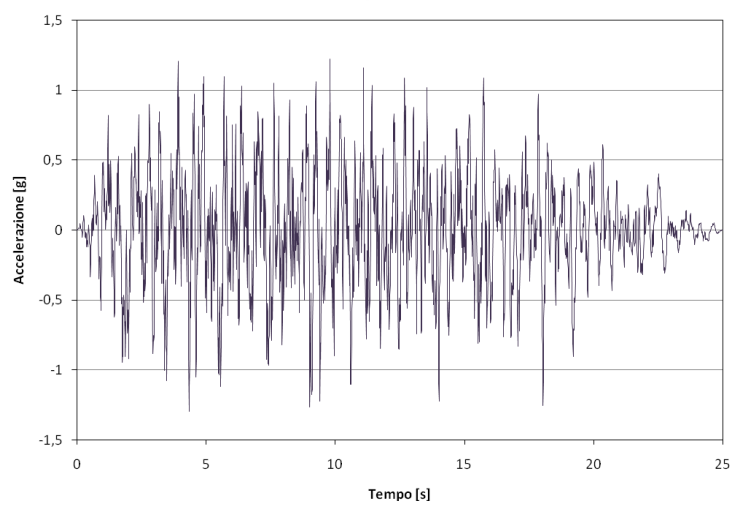
Accelerogramma 1



Accelerogramma 2



Accelerogramma 3



### 6.4.3. Modellazione del comportamento sismico

Secondo la normativa le masse sismiche da considerare nel calcolo sono quelle associate al valore caratteristico dei carichi permanenti e ad un valore ridotto dei carichi variabili quando rilevanti, con coefficiente  $Y_2 = 0,2$  per questi ultimi nel caso in esame (traffico sui ponti):

$$E = G_1 + G_2 + \alpha_i Y_2 Q_{ki}$$

La risposta della struttura è stata indagata in modo indipendente nelle due direzioni orizzontali, associando a ciascuna di esse tutti e tre gli accelerogrammi. Si è poi provveduto a comporre la risposta mediante la formula (con rotazione dei coefficienti):

$$E_d = 1,0E_x + 0,3E_y + 0,3E_z$$

Questa è stata quindi combinata con le altre azioni secondo la formula (§2.5.3 e 3.2.4 NTC'08):

$$G_1 + G_2 + P + E + \alpha_i Y_2 Q_{ki}$$

Le uniche azioni variabili considerate oltre al traffico (ovvero quelle con coefficiente di combinazione quasi-permanente  $Y_2$  non nullo) nella suddetta combinazione di carico sismica, sono le distorsioni impresse dalla temperatura ( $Y_2 = 0,5$ ) e la neve per la sola fase di costruzione ( $Y_2 = 0,5$ ).

Il modello numerico utilizzato per la valutazione della risposta dinamica sotto l'azione sismica di progetto è riportato nel seguito. Trattasi di modello FEM di tipo beam, dove le caratteristiche degli elementi rispecchiano le assunzioni di progetto esposte al paragrafo 6.1.

La rigidezza del terreno è stata valutata con molle equivalenti alla "Winkler" nelle due direzioni orizzontali (vedi §6.1), mentre è stato imposto un vincolo fisso alla traslazione verticale del singolo palo.

L'analisi di sensitività è stata condotta considerando due valori "limite", inferiore e superiore, della reale rigidezza del terreno. Pertanto si sono condotte due analisi separate, una "più rigida" con il valore maggiorato di 1,5 volte della rigidezza ipotizzata per il terreno (modello denominato "150k"), e una "meno rigida" con il valore dimezzato della rigidezza ipotizzata per il terreno (modello denominato "50k").

Infine la sollecitazione sismica in verticale (dir. Y) è stata valutata a favore di sicurezza pari a  $E_y = a \times F_y$ , con  $a = 1 \pm S_g / g$ . Dove  $g = 9,81 m / s^2$  e  $S_g = 0,091$  massima ordinata spettrale in accelerazione (vedi Figura 6.15), pertanto a seconda delle situazioni di verifica l'azione sismica verticale  $E_y$  è presa come aliquota di quella agente in condizioni statiche associata alle masse permanenti  $E_y @ (1 \pm 0,1) \times F_y$ .

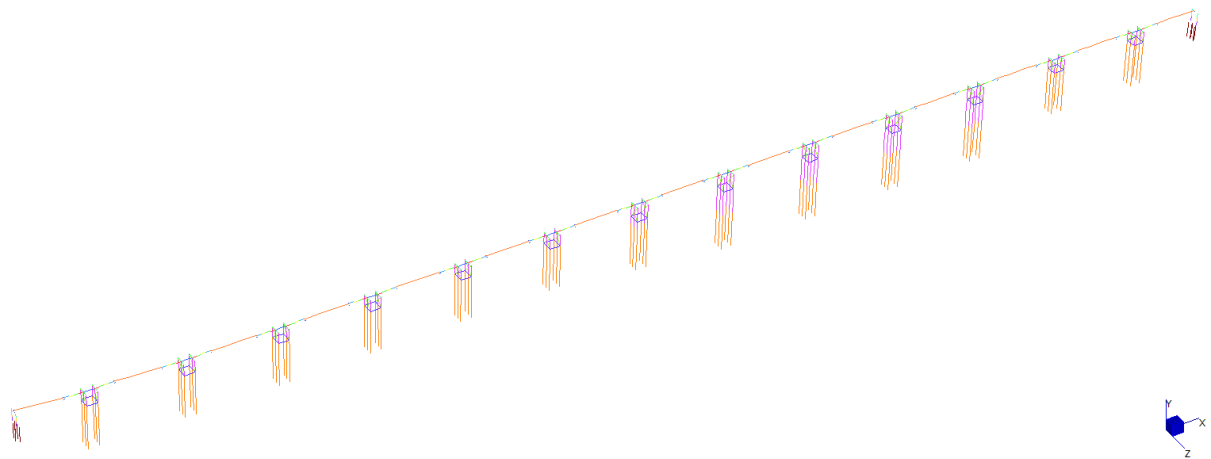


Figura 6.16 - Modello globale per l'analisi dinamica -

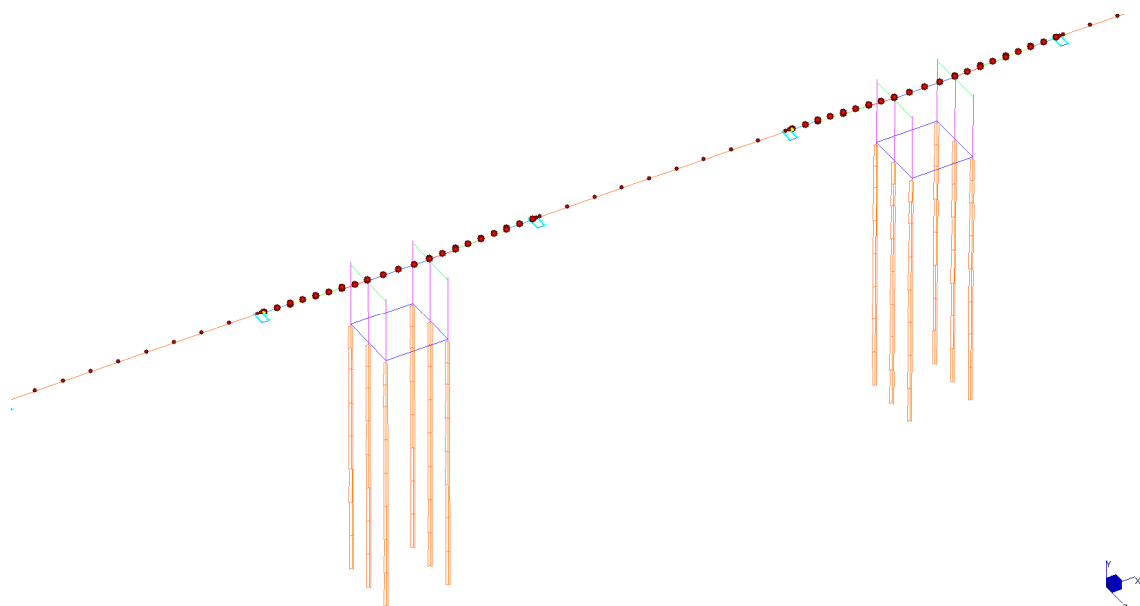


Figura 6.17 - Dettaglio di modellazione sottostrutture e impalcato -

I risultati così ottenuti sono stati utilizzati per valutare le azioni interne nel primo caso (sistema più rigido) e le deformazioni nel secondo (sistema più flessibile).

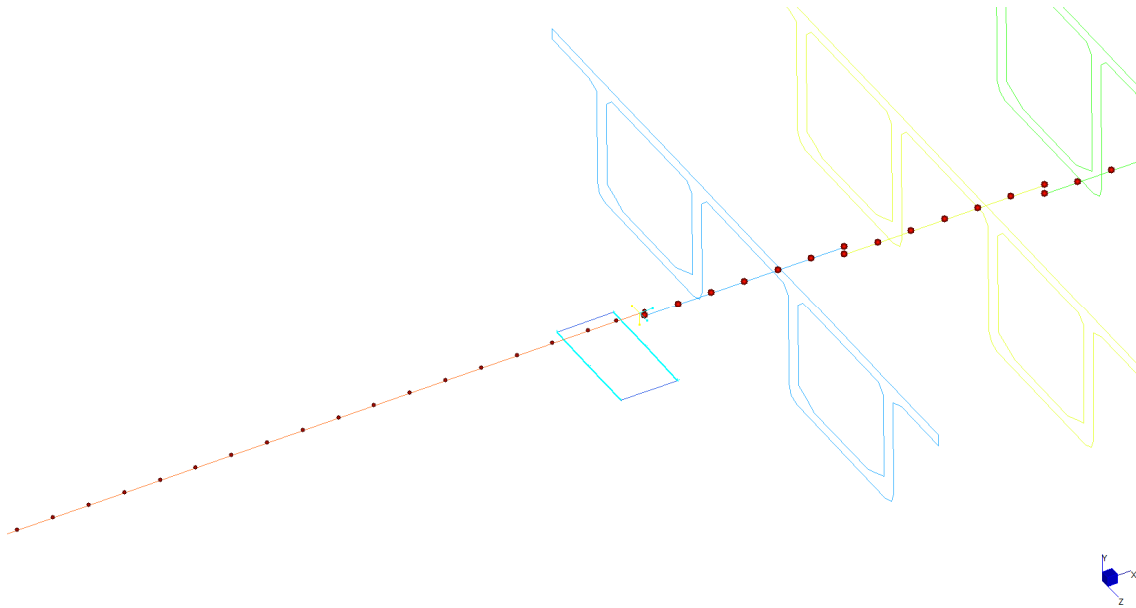


Figura 6.18 - Dettaglio di modellazione collegamento acciaio/c.a.p. mediante elementi elasto-viscosi -

Le caratteristiche degli isolatori elastomerici impiegati sono riassunte di seguito:

- Durezza gomma (Shore A) 75
- Modulo elastico tangenziale  $G_{(g=1)} = 1,4MPa$
- Dimensioni  $D = 350mm$ ;  $s = 50mm$
- Rigidezza elastica equivalente orizzontale  $K_{e(g=1)} = 2,69kN / mm$
- Rigidezza elastica verticale  $K_{e,v} = 1,55MN / mm$

Nel modello di calcolo si è determinato il coefficiente di dissipazione viscosa equivalente  $\xi$  da assegnare ai dispositivi elastomerici, valutato come quota parte (15%) dello smorzamento critico associato al sistema equivalente ad un grado di libertà.

Infatti, se si denota con  $c_{cr}$  lo smorzamento critico del sistema isolato:

$$c_{cr} = 2\sqrt{KM}$$

dove  $K$  e  $M$  sono rispettivamente la rigidezza elastica del vincolo  $K = 8K_{e,v} = 2,152 \times 10^7 N / m$  e la massa oscillante della campata  $M = 12500kg / m \times 36m = 450000kg$ , si ha:

$$c = x \times c_{cr} = 0,15 \times 2 \times \sqrt{2,152 \times 4,5 \times 10^6} @ 960kNs / m$$

Che significa attribuire ad ogni apparecchio d'appoggio un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente pari a  $c = 120kNs / m$ .

#### 6.4.4. Confronto soluzioni alternative

Si descrivono brevemente le considerazioni effettuate in fase di definizione preliminare della soluzione ottimale d'intervento. In particolare sono eseguite analisi dinamiche della struttura supponendo di intervenire con le seguenti modalità:

- 1) Schema di vincolo per le campate interne di tipo cerniera-carrello con apparecchi tipo "POT" e dispositivo di accoppiamento dinamico longitudinale in corrispondenza degli

- apparecchi mobili (ogni 72,8m), dissipatori elasto-viscosi in senso longitudinale installati in spalla, mentre in senso trasversale installati a mo' di "controvento dissipativo" in diagonale tra le colonne;
- 2) Uguale al precedente ma con dissipatori viscosi in longitudinale anziché accoppiatori (pertanto senza dissipatori in spalla);
  - 3) Isolamento delle campate interne con apparecchi d'appoggio in gomma armata dissipativa (soluzione in progetto).

In Figura 6.19 e Figura 6.20 si riporta il taglio alla base della colonna più caricata (piede colonna ovvero testa palo) quale parametro indicatore della risposta sismica della struttura valutata per tutti i supporti, per le configurazioni più significative nelle due direzioni principali. Si denota lo schema di vincolo delle campate interne nel piano mediante lo spostamento relativo  $\Delta$ . Questo può essere impedito in fase sismica dai vincoli di accoppiamento dinamico ( $\Delta=0$ ), ovvero lasciato libero ogni 72,8m con schema cerniera-carrello ( $\Delta\neq 0$ ). Con  $c$  si indica il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente come percentuale sul critico.

Le soluzioni 1) e 2) presentano il vantaggio di ridurre il numero di giunti d'impalcato ogni 72,8m in corrispondenza dei soli apparecchi mobili, per contro richiedono di intervenire pesantemente sulle sottostrutture: da un lato in spalla con conseguente necessità di rinforzo delle stesse, dall'altro con la costruzione di "castelli dissipativi" in acciaio tra le colonne di considerevole impatto, con interferenza al deflusso della piena.

Quest'ultima ipotesi ha presentato peraltro qualche difficoltà nel raggiungere un abbattimento soddisfacente della risposta, ottenibile mediante elevati valori del coefficiente di smorzamento, prossimi ai limiti di norma e di incerta fattibilità tecnica.

Appare quindi evidente che la soluzione ottimale dal punto di vista delle sollecitazioni sia quella dell'isolamento delle campate in appoggio mediante apparecchi d'appoggio elastomerici (e dissipativi), se si trascura il raddoppio dei giunti di pavimentazione rispetto alle prime due soluzioni.

La rigidità orizzontale degli apparecchi è stata calibrata in modo tale da ottenere un optimum tra la capacità di isolamento/dissipazione e il controllo degli spostamenti. Tuttavia, come esposto al §6.4.7, per consentire l'allargamento dell'impalcato verso l'interno ed avere così 10cm di distanza netta, si rende necessaria l'adozione di dispositivi distanziatori fissi tra i viadotti.



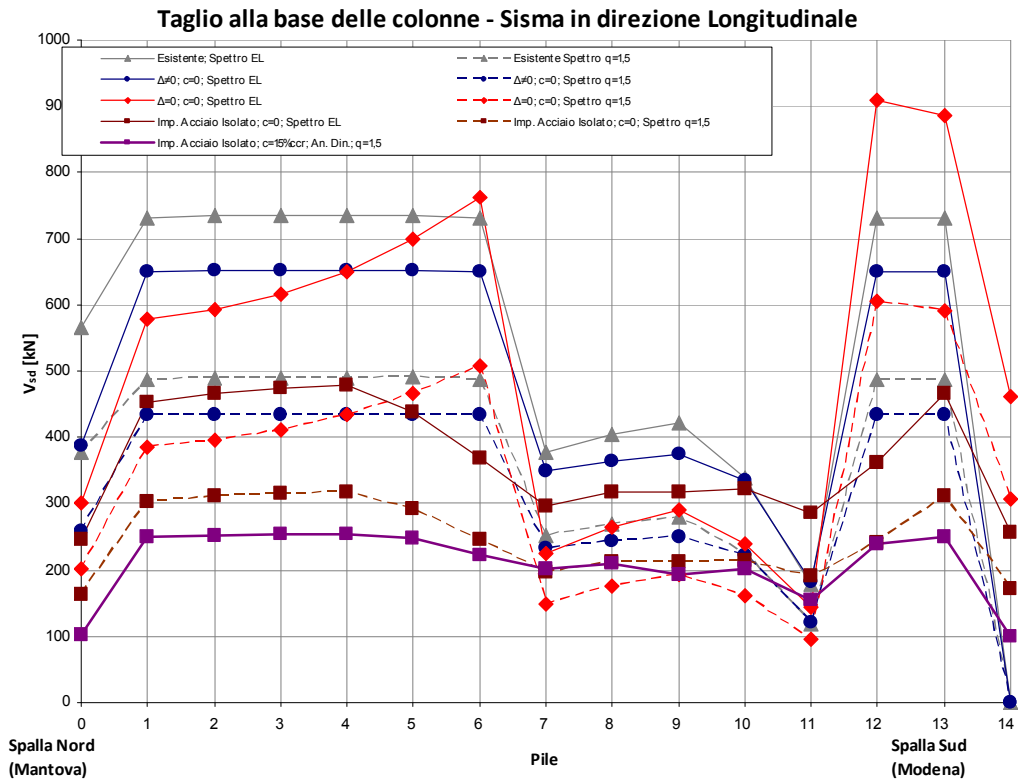


Figura 6.19 - Andamento del taglio alla base delle colonne per sisma in senso Longitudinale (X) -

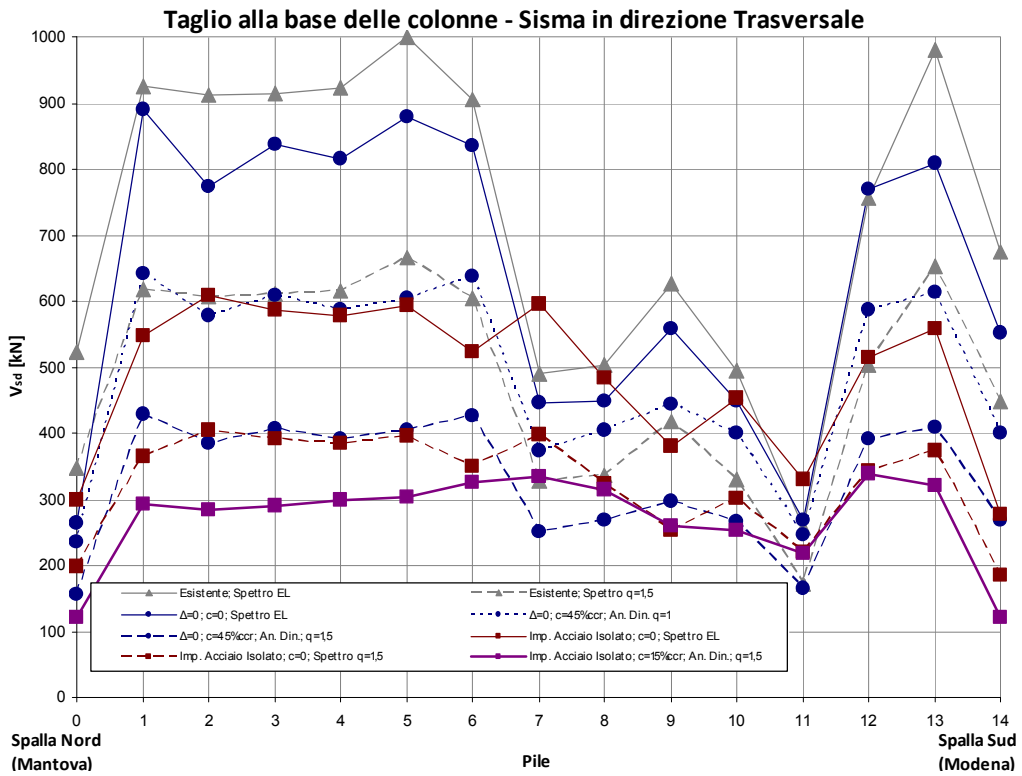


Figura 6.20 - Andamento del taglio alla base delle colonne per sisma in senso Trasversale (Z) -

#### 6.4.5. Risultati e verifiche soluzione in progetto

Si riportano nel seguito le verifiche per le colonne che risultano più caricate. Dalla Figura 6.19 e Figura 6.20 si intuisce che dal punto di vista del taglio la P4/P6/P12 (golena) e la P8/P11 (alveo) risultino le più sollecitate. Si è visto inoltre che dette pile incassano anche le sollecitazioni flettenti più elevate.

Con riferimento allo schema tipo di Figura 6.21 si identificano, pila per pila, le colonne più caricate oggetto di verifica, trascurando gli effetti torcenti (torsione di congruenza) e delle differenti azioni assiali di combinazione.

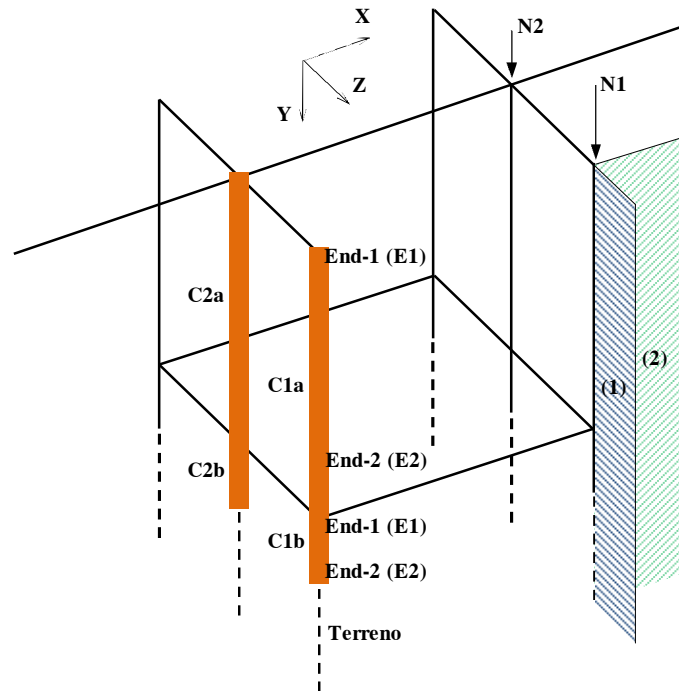


Figura 6.21 - Pila tipo: convenzioni -

##### 6.4.5.1. Flessione e Taglio delle Pile

Si riportano di seguito per le pile più significative le azioni risultanti sulla base dello schema di Figura 6.21. Le azioni illustrate sono da intendersi già come composizione delle risultanti nelle due direzioni indipendenti (1) e (2) secondo la radice quadrata della somma dei quadrati, divise per il coefficiente  $q = 1,5$  (vedi §6.4).

Si ricorda che l'azione risultante in una data direzione è dedotta dalla combinazione sismica esposta al §6.4.3. Nelle tabelle seguenti le unità di misura sono kN per i tagli V e kNm per i momenti M.

Pila 4	C1a	C1b	C2a	C2b
V	245	264	292	305
M E1	1494	309	1727	590
M E2	798	386	1064	645

<b>Pila 6</b>	<b>C1a</b>	<b>C1b</b>	<b>C2a</b>	<b>C2b</b>
V	260	291	303	329
M E1	1587	269	1728	513
M E2	841	336	1104	560

<b>Pila 8</b>	<b>C1a</b>	<b>C1b</b>	<b>C2a</b>	<b>C2b</b>
V	227	253	292	319
M E1	1956	603	2246	1118
M E2	847	1054	1366	1120

<b>Pila 11</b>	<b>C1a</b>	<b>C1b</b>	<b>C2a</b>	<b>C2b</b>
V	150	186	224	220
M E1	1497	1140	1823	1536
M E2	380	1252	974	1283

<b>Pila 12</b>	<b>C1a</b>	<b>C1b</b>	<b>C2a</b>	<b>C2b</b>
V	263	297	312	344
M E1	1649	188	1812	475
M E2	805	421	1109	642

Ai valori precedenti vanno aggiunti i contributi del momento dovuto ad eccentricità accidentale del carico assiale ( $e = D/30$ ), oltre che dall'azione termica longitudinale nel tratto di impalcato da 8,5m tra gli allineamenti di colonne, che produce le seguenti azioni (prese al 50%):

<b><math>0,5 \cdot \varepsilon_3</math></b>	<b>C1a</b>	<b>C1b</b>	<b>C2a</b>	<b>C2b</b>
V	30	22	3	2
M E1	180	140	100	41
M E2	140	-	41	-

I precedenti valori danno contributo significativo soltanto in senso longitudinale.

Il taglio resistente dipende in questo caso dall'armatura trasversale presente nelle colonne (e nei pali) pari ovunque ad una spirale  $f_{12}/20$  in Aq50, che su una sezione di 1,5m di diametro porta a:

$$V_{rd} = 0,9 \times d_{eq} \times A_{sw} \times f_{sd} = 347 \text{ kN} / \text{m}$$

Dove  $d_{eq}$  è tratto dalla formula di Clarke-Birjandi, ovvero  $d_{eq} = r + 2r_s / p$ .

Per quanto riguarda il momento resistente, si è condotta un'analisi di interazione M-N, per i seguenti tre casi tipo:

- Sezione di testa colonne,  $A_s = 20f_{20} + 20f_{28}$ ,  $N_{Ed} = 1950 \text{ kN}$  :  $M_{Rd} = 4070 \text{ kNm}$

- Sezione di testa palo (piede colonne) in golena,  $A_s = 20f20$ ,  $N_{Ed} = 2430kN$  :  $M_{Rd} = 2770kNm$
- Sezione di testa palo (piede colonne) in alveo,  $A_s = 20f20$ ,  $N_{Ed} = 2550kN$  :  $M_{Rd} = 2830kNm$

Ai fini delle presenti verifiche si è trascurata la presenza del lamierino calandrato, installato durante l'intervento del 2002, nei primi metri dei pali in alveo al disotto dei collari di base.

Le tabelle seguenti riepilogano i coefficienti di sicurezza nei confronti delle azioni sollecitanti.

<b>Pila 4</b>	<b>C1a</b>	<b>C1b</b>	<b>C2a</b>	<b>C2b</b>
V	1,26	1,21	1,17	1,13
M E1	2,21	4,23	1,96	2,96
M E2	3,56	3,78	2,89	2,79

<b>Pila 6</b>	<b>C1a</b>	<b>C1b</b>	<b>C2a</b>	<b>C2b</b>
V	1,19	1,10	1,13	1,05
M E1	2,10	4,50	1,96	3,22
M E2	3,43	4,06	2,81	3,06

<b>Pila 8</b>	<b>C1a</b>	<b>C1b</b>	<b>C2a</b>	<b>C2b</b>
V	1,35	1,26	1,18	1,08
M E1	1,77	2,98	1,57	1,93
M E2	3,41	2,02	2,38	1,93

<b>Pila 11</b>	<b>C1a</b>	<b>C1b</b>	<b>C2a</b>	<b>C2b</b>
V	1,93	1,66	1,53	1,56
M E1	2,21	1,91	1,88	1,50
M E2	5,60	1,77	3,08	1,74

<b>Pila 12</b>	<b>C1a</b>	<b>C1b</b>	<b>C2a</b>	<b>C2b</b>
V	1,18	1,09	1,10	1,01
M E1	2,04	5,19	1,89	3,37
M E2	3,53	3,61	2,80	2,80

Le verifiche sono soddisfatte.

#### 6.4.5.2. Deformazioni

Le deformazioni significative ai fini della verifica degli apparecchi d'appoggio e dei giunti sono riassunte al §7.6, dove vengono combinate con le quantità derivate dall'analisi delle campate interne in acciaio.

Altresì gli spostamenti assoluti dovuti alla flessione delle colonne non sarebbero compatibili con la distanza libera tra i cordoli interni (10cm), pertanto si prevede l'adozione dei dispositivi esposti al §6.4.7.

#### 6.4.5.3. Collari di base colonne

Poiché i collari non risultano verificati alle azioni di flessione e taglio indotte dalla cinematica in fase sismica (non furono del resto progettati a tal proposito in origine), si è condotta un'analisi suppletiva ignorando la rigidità flessionale dei collari nei nodi di incastro con le colonne, ovvero imponendo che lo schema statico di fase sismica sia di tipo cerniera-cerniera.

Dai risultati emerge il sostanziale abbattimento delle frequenze proprie del sistema, influenzato particolarmente da un elemento irrigidente per la flessione delle pile. Se da un lato, infatti, sottraendo la rigidità flessionale di tale elemento vi è un incremento della flessione nelle colonne, dall'altro il decremento di rigidità globale diminuisce la risposta. Si verifica che i contributi di cui sopra si annullano nella maggior parte dei casi, ovvero in taluni casi prevalga leggermente il primo.

Va detto che la presente simulazione è comunque conservativa in quanto nella realtà la formazione di cerniere plastiche garantirebbe il passaggio di una quota parte dell'azione ai collari, non valutabile dal modello "limite" impiegato.

Pertanto l'effetto significativo è rappresentato dall'aumento degli spostamenti assoluti della sovrastruttura, che può valutarsi massimo attorno al 15%<sup>§</sup>.

#### 6.4.5.4. Sensibilità alle erosioni di fondo

Con riferimento alla pila P11, le analisi condotte hanno mostrato una certa sensibilità alla variazione della quota locale di fondo alveo. Ciò è spiegato dal fatto che in corrispondenza di detta pila vi è un brusco cambiamento di rigidità orizzontale, tanto più marcato, quanto maggiore è il fusto affiorante (i.e. luce libera di inflessione). Ciò comporta un duplice effetto, da un lato il richiamo di sollecitazione è minore data la minor frequenza di vibrazione locale all'elemento, dall'altro vi è un tentativo di maggiore deformazione per gli stessi motivi. Entrambi questi effetti si ripercuotono sulle pile immediatamente vicine, infatti, ipotizzando di innalzare la quota del fondo la pila P11 collabora maggiormente alla ripartizione delle forze tra pile vicine per effetto dei vincoli elastici (e della dissipazione degli apparecchi), con il risultato atteso di tendenza all'omogeneizzazione della risposta delle pile in alveo, con leggero beneficio per l'adiacente P12, che risulta la più sollecitata. Di seguito si riporta il grafico dell'andamento dei tagli in presenza o meno della riprofilatura, fino a quota +3m s.l.m., prevista a progetto, in corrispondenza della P11 (le curve con linea tratteggiata sono estratte direttamente dai grafici di Figura 6.19 e Figura 6.20).

---

<sup>§</sup> Nell'ipotesi di impalcati indipendenti. In realtà come esposto al §6.4.7 si prevede l'impiego di collegamenti rigidi tra gli impalcati che scongiurano il martellamento mutuo.

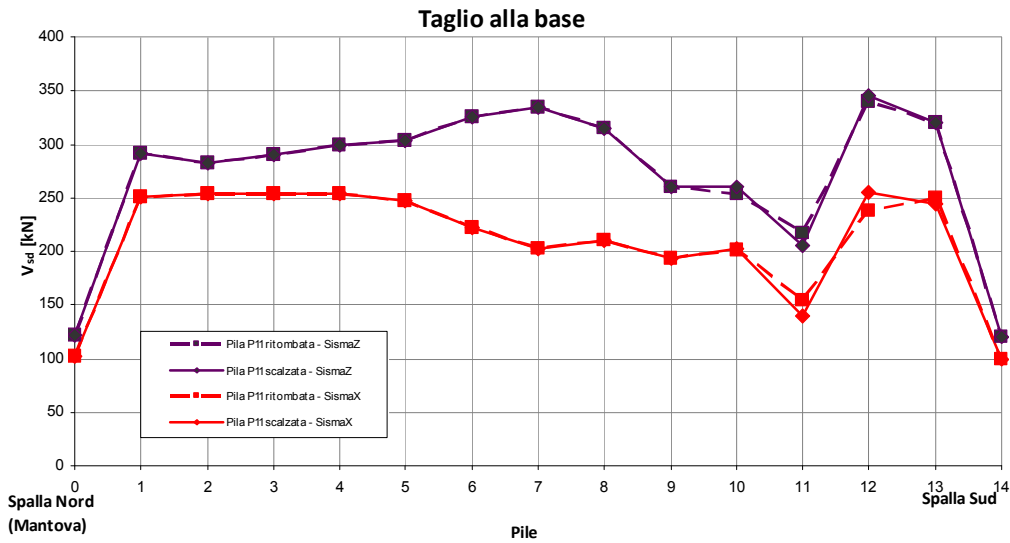


Figura 6.22 - Variazione del taglio a seguito del ritombamento -

Nelle verifiche delle colonne delle pile si è tenuto in conto degli effetti della riprofilatura, in grado di gravare la P11 a beneficio della P12. Pertanto è bene rimarcare l'importanza dell'intervento di ritombamento, il quale trova le specifiche sugli elaborati grafici di progetto, nonché del suo mantenimento nel tempo a garanzia delle prestazioni attese.

6.4.5.5. Spalle

Le analisi condotte hanno evidenziato le sollecitazioni di seguito riportate con riferimento alla figura Figura 6.23.

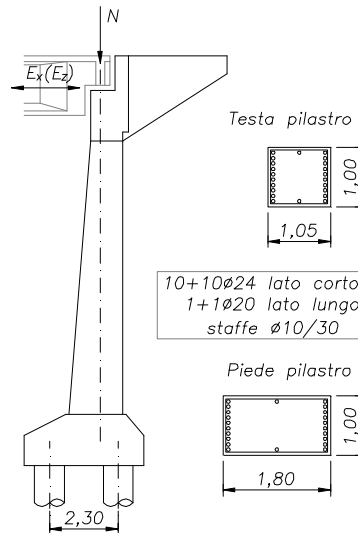


Figura 6.23 - Pilastro tipo spalle -

La forza sismica E di picco proveniente dall'impalcato nelle tre direzioni è riassunta nella tabella seguente:

Pilastro SP	Vx [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	Mz [kNm]	Nmin [kN]
Testa	100	120	1150	390	2300

Piede	100	120	1670	950	2885
-------	-----	-----	------	-----	------

Si considera inoltre la sollecitazione derivante dalla coazione termica in direzione X presa al 50% (significativa solo ai fini del taglio nella medesima direzione pari a 8kN/pilastro).

Le sollecitazioni flettenti resistenti per le sezioni indagate sono dedotte dal calcolo a rottura, in funzione della sollecitazione normale, mentre il taglio resistente è valutato secondo la nota formula

$V_{rd} = 0,9 \times d_{eq} \times A_{sw} \times f_{sd}$ . Si riassumono nella tabella seguente i valori resistenti.

Pilastro SP	Vrdx [kN]	Vrdz [kN]	Mrdx [kNm]	Mrdz [kNm]
Testa	130	125	2200	1800
Piede	227	125	4400	2200

Si verifica pertanto che i pilastri delle spalle esistenti sono in grado di assorbire la sollecitazione proveniente dall'impalcato, con coefficiente di sicurezza minimo sul taglio pari a 1,04 in Z e 1,20 in X.

Come mostrato negli elaborati di progetto, si prevede comunque un consolidamento delle spalle mediante micropali. Questi, oltre ad equilibrare il meccanismo resistente delle spalle stesse, garantiscono il presidio delle azioni sismiche dovute alla spinta delle terre nelle due direzioni.

#### 6.4.6. Variabilità spaziale del moto sismico

Fatte salve ulteriori indagini in fase Esecutiva si ritiene allo stato attuale di poter trascurare gli effetti indotti sulle sottostrutture dalla variabilità del moto sismico in quanto, data la non-continuità flessionale del nastro d'impalcato fuori piano, le principali ripercussioni si avrebbero in termini di spostamenti relativi tra due punti posti a notevole distanza (ad. es. la P1 e la P13), incassate con una certa deformazione dagli apparecchi d'appoggio. Stante la formulazione di EC8 e NTC'08 circa il massimo spostamento relativo tra due parti della stessa opera poste a distanza maggiore di 400m (suolo C omogeneo), si verifica che tale entità (di poco inferiore al centimetro) è ampiamente ammissibile per gli apparecchi in oggetto (vedi 7.6.2), dato che questi anche in condizioni ultime (sismiche), presentano deformazioni  $g$  molto inferiori al limite convenzionale del 100% ( $d = h_{app}$ ).

Tuttavia l'eventualità di una variabilità nella sollecitazione tra i vari supporti è stata considerata ai fini di evitare il martellamento tra gli impalcati, assumendo a favore di sicurezza che la variabilità in oggetto possa contribuire a far oscillare in opposizione di fase i due impalcati. Per questo motivo, oltre che per quelli esposti nei paragrafi precedenti, si sono predisposti i dispositivi fissi di cui al §6.4.7.

#### 6.4.7. Dispositivi di collegamento impalcati

Gli spostamenti trasversali delle campate interne in fase sismica risultano sempre compatibili con la distanza di progetto minima tra i cordoli interni (10cm, minimo).

Tuttavia le deformazioni trasversali totali della sommità delle pile risultano incompatibili col succitato margine, pertanto si è previsto di accoppiare rigidamente il moto trasversale delle pile dei due impalcati gemelli.

Ciò è dovuto all'eventualità di opposizione (ritardo) di fase tra i due impalcati, che porterebbe inevitabilmente al martellamento dei cordoli interni, in ragione di differenze di massa e/o rigidità più o meno localizzate tra i viadotti, nonché dalla citata suscettibilità dell'opera a fenomeni di variabilità spaziale del moto sismico. Si è optato quindi per una strategia che impedisca il martellamento in modo deterministico.

Utilizzando il modello di calcolo già descritto in precedenza, si è imposto un vincolo trasversale in corrispondenza delle selle "Gerber" a simulare la presenza del dispositivo di collegamento. Tale

vincolo è costituito da molla puntuale avente  $k$  pari alla rigidezza trasversale dell'impalcato adiacente. In altre parole si è modellato un ritardo di fase fittizio tra i due viadotti, riuscendo a stimare a favore di sicurezza la forza che passa dal dispositivo stesso, il quale è pensato per rimanere in campo elastico durante il sisma, altrimenti la sua funzionalità di “distanziatore fisso” ne sarebbe compromessa. Ulteriori indagini che modellino il reale comportamento dei due viadotti in regime di variabilità spaziale del moto si rimandano alla fase Esecutiva.

Dalle analisi condotte risulta che la forza massima trasmessa assialmente ad un dispositivo è pari a  $F = 950kN$  (SLU – sismica).



## 7. CAMPATE INTERNE IN ACCIAIO

### 7.1. FENOMENI DI “SHEAR LAG” E IMBOZZAMENTO LOCALE DELLE PIASTRE METALLICHE

Il fenomeno dello shear lag e l'imbozzamento locale dei piatti compressi che realizzano la piastra ortotropa della sezione metallica, possono ridurre l'efficienza delle sezioni resistenti. L'effetto dei due fenomeni è considerato mediante coefficienti riduttivi da applicare alla resistenza sezionale e, se necessario, anche attraverso una penalizzazione della sezione di calcolo all'interno del modello di calcolo.

In particolare secondo l'Eurocodice 3-1-5 i due fenomeni hanno rilevanza a livello di analisi globali se:

- shear lag: la larghezza delle flange che compongono le sezioni è minore di  $L/8$  da ciascun lato dell'anima ( $L$  = lunghezza della campata). Nel caso specifico  $L=36\text{m}$ ;  $L/8=4,5\text{m}$ ;  $b_{0,\text{max}}=\max(1,50;1,75;1,25)=1,75\text{m}$ , pertanto non è necessario intervenire sulle proprietà sezionali del modello di calcolo riducendo la larghezza delle flange;
- imbozzamento locale: l'area effettiva dell'elemento in compressione risulta minore del 50% della gross-area della sezione, pertanto non è necessario considerare tale fenomeno nelle analisi globali. Tale controllo deve essere eseguito a posteriori.

È comunque necessario considerare tali fenomeni a livello di verifiche sezionali.

## 7.2. COMBINAZIONI DI CARICO

Secondo le indicazioni delle nuove N.T.C. 2008, per la determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si possono considerare le seguenti combinazioni:

Gruppo	Carichi su carreggiata							Carichi su marciapiedi		
	Carichi verticali					Carichi orizzontali		Carichi verticali		
	Sch. 1	Sch. 2	Sch. 3	Sch. 4	Sch. 6	V. speciali	Folla Sch. 5	Frenatura q3	Forza centrifuga q4	Carico uniformemente distribuito
1	1									
2	0,75							1		
1a (*)		1								
1b (*)			1							

(\*) verifiche locali

Tabella 7.1 - Valori caratteristici delle azioni dovute a traffico -

Le combinazioni di carico da considerare nelle verifiche sono riassunte in Tabella 7.2.

		Permanenti		Deform. impresse	Carichi mobili					
		g1	g2	$\epsilon_3$	Gruppo	q5 neve	q5 vento	q6	q7	q8
SLU	U I	1,35(1)	1,5(0)	1,2(0) $\psi_0$	1,35 $\psi_0$	1,5 $\psi_0$	1,5 $\psi_0$	0	1,5(0)	1,5(0)
	U II	1,35(1)	1,5(0)	1,2(0) $\psi_0$	0	1,5 $\psi_0$	1,5	0	1,5(0)	1,5(0)
	U III	1,35(1)	1,5(0)	1,2(0) $\psi_0$	1,35 $\psi_0$	1,5 $\psi_0$	1,5	0	1,5(0)	1,5(0)
	U IV	1,35(1)	1,5(0)	1,2(0)	1,35 $\psi_0$	1,5 $\psi_0$	1,5 $\psi_0$	0	1,5(0)	1,5(0)
	U V	1,35(1)	1,5(0)	1,2(0) $\psi_0$	0	1,5 $\psi_0$	1,5	0	1,5(0)	1,5(0)
	U VI	1,35(1)	1,5(0)	1,2(0) $\psi_0$	0	1,5	1,5 $\psi_0$	0	1,5(0)	1,5(0)
	U VII	1,35(1)	1,5(0)	1,2(0)	0	1,5 $\psi_0$	1,5 $\psi_0$	0	1,5(0)	1,5(0)
	SISMA	1	1	1	0,2	0	0	1	0	0
SLE	F I	1	1	$\psi_0$	$\psi_0$	0	0	0	0	0
	F II-a	1	1	$\psi_2$	$\psi_1$	0	0	0	0	0
	F II-b	1	1	$\psi_1$	$\psi_2$	0	0	0	0	0
	F III	1	1	$\psi_2$	$\psi_2$	0	0	0	0	0

Tabella 7.2 - Combinazioni di carico SLU e SLE struttura d'impalcato (coefficienti parziali di sicurezza) -

Per le azioni g ed  $\epsilon$  vanno considerati i valori tra parentesi quando più sfavorevoli.

I coefficienti di combinazione  $\psi_0$ ,  $\psi_1$ ,  $\psi_2$ , valgono:

	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Sch. 1 (carico tandem)	0,75	0,75	0,0
Sch. 1 (carico distrib.)	0,40	0,40	0,0
Sch. 2	0,0	0,75	0,0
Sch. 3	0,40	0,40	0,0
Vento q <sub>5</sub> (ponte scarico)	0,6	0,2	0,0
Vento q <sub>5</sub> (ponte carico)	0,6		
Neve q <sub>5</sub> (SLU-SLE)	0,0	0,0	0,0
Neve q <sub>5</sub> (esecuzione)	0,8	0,6	0,5

Temperatura	0,6	0,6	0,5
-------------	-----	-----	-----

Tabella 7.3 - Coefficienti di combinazione -

Le sollecitazioni relative all'azione sismica sono ottenute e verificate secondo quanto esposto al §6.4.

Secondo le indicazioni delle nuove N.T.C. 2008 si sono individuate le combinazioni di carico riassunte in Tabella 7.4 .

		Perm.		Def. Imp.	Carichi mobili						
		g1	g2	ε3	Gr1	Gr2	q5 neve	q5 vento	q6	q7	q8
SLU	U I-1	1,35	1,5	1,2x0,6	1,35	0	0	1,5x0,6	0	1,5(0)	0
	U I-2	1,35	1,5	1,2x0,6	0	1,35	0	1,5x0,6	0	1,5(0)	0
	U II-1	1,35	1,5	1,2x0,6	1,35x0,75 (1,35x0,4)*	0	0	1,5	0	1,5(0)	0
	U II-2	1,35	1,5	1,2x0,6	0	1,35x0,75 (1,35x0,4)*	0	1,5	0	1,5(0)	0
	U III-1	1,35	1,5	1,2	1,35x0,75 (1,35x0,4)*	0	0	1,5x0,6	0	1,5(0)	0
	U III-2	1,35	1,5	1,2	0	1,35x0,75 (1,35x0,4)*	0	1,5x0,6	0	1,5(0)	0
	SISMA	1	1	0	0,2	0	0	0	1	0	0
	URTO	1	1	0,5	1	0	0	0	0	0	1
SLE	F I-1	1	1	0,6	1	0	0	0,6	0	1(0)	0
	F I-2	1	1	0,6	0	1	0	0,6	0	1(0)	0
	F II-1	1	1	0,6	0,75 (0,4)*	0	0	1	0	1(0)	0
	F II-2	1	1	0,6	0	0,75 (0,4)*	0	1	0	1(0)	0
	F III-1	1	1	1	0,75 (0,4)*	0	0	0,6	0	1(0)	0
	F III-2	1	1	1	0	0,75 (0,4)*	0	0,6	0	1(0)	0

\* tali valori si riferiscono ai carichi distribuiti)

Tabella 7.4 - Coefficienti per combinazioni di carico -

Nel seguito si è considerata la sezione resistente dell'impalcato una sezione di classe 3, per cui non si considera la possibilità di sviluppare il momento resistente plastico; la presenza di taglio quindi non riduce la capacità resistente della sezione in quanto si considera il momento resistente elastico e non quello plastico (verifica tensionale).

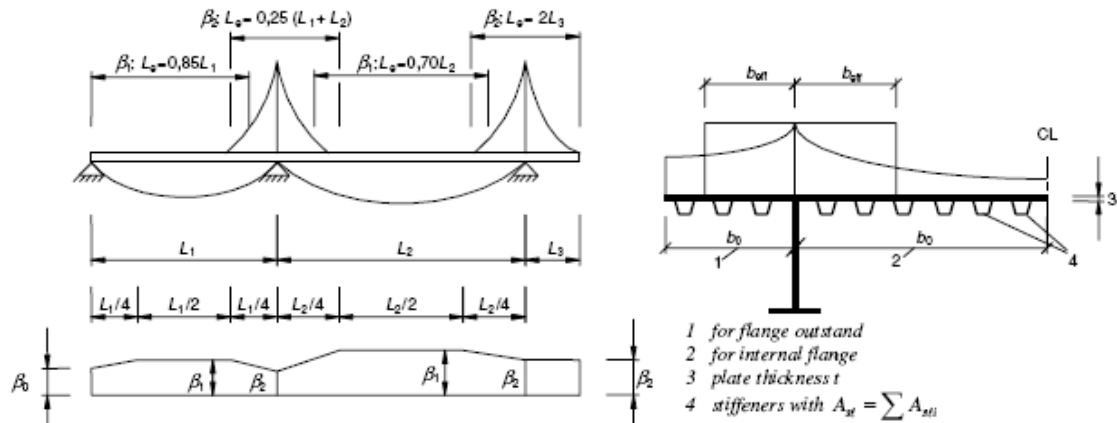
### 7.3. ANALISI GLOBALI E VERIFICHE DI RESISTENZA

#### 7.3.1. "Shear lag"

Si definisce la larghezza efficace della flangia (tratto a sbalzo o metà dell'interasse fra le due anime):

$$b_{eff} = b \times \beta_0$$

con  $b_0$  pari alla dimensione geometrica effettiva e  $\beta$  valutato come indicato nelle tabelle e grafici seguenti.



$\kappa$	Verification	$\beta$ - value
$\kappa \leq 0,02$		$\beta = 1,0$
$0,02 < \kappa \leq 0,70$	sagging bending	$\beta = \beta_1 = \frac{1}{1 + 6,4 \kappa^2}$
	hogging bending	$\beta = \beta_2 = \frac{1}{1 + 6,0 \left( \kappa - \frac{1}{2500 \kappa} \right) + 1,6 \kappa^2}$
$> 0,70$	sagging bending	$\beta = \beta_1 = \frac{1}{5,9 \kappa}$
	hogging bending	$\beta = \beta_2 = \frac{1}{8,6 \kappa}$
all $\kappa$	end support	$\beta_0 = (0,55 + 0,025 / \kappa) \beta_1$ , but $\beta_0 < \beta_1$
all $\kappa$	Cantilever	$\beta = \beta_2$ at support and at the end

$\kappa = \alpha_0 b_0 / L_e$  with  $\alpha_0 = \sqrt{1 + \frac{A_{st}}{b_0 t}}$   
 in which  $A_{st}$  is the area of all longitudinal stiffeners within the width  $b_0$  and other symbols are as defined in Figure 3.1 and Figure 3.2.

#### Campata – spessore 16mm – L=36m

Il tratto in esame è complessivamente soggetto a flessione positiva (fibre superiori compresse).

$$L_e = 36 \text{ m } (\approx L_{camp})$$

#### Geometria dell'irrigidimento:

$$A_{st} = 15 \times 280 = 4.200 \text{ mm}^2$$

$$\text{passo} = 300 \text{ mm}$$

#### Piatto superiore (compresso):

$$t = 16 \text{ mm}$$

$$\alpha_0 = \sqrt{1 + \frac{A_{st}}{b_0 t}}$$

$$k = \frac{a_0 b_0}{L_e}$$

$$b_1 = \frac{1}{1 + 6,4k^2}$$

Nel tratto di lunghezza  $L/4 \approx 9$  m in prossimità dell'appoggio, va prevista un'ulteriore riduzione dell'efficienza sezionale mediante il fattore :

$$b_0 = 80,55 + \frac{0,025}{k} b_1$$

$b_0$ [m]	$n$	$A_{sl} = nA_{sli}$ [mm <sup>2</sup> ]	$\frac{A_{sl}}{b_0}$	$a_0$	$k$	$b_1$	$b_0$
1,50	4,5	18.900	12,6	1,337	0,0557	0,9805	0,9794
1,25	4	16.800	13,44	1,356	0,0471	0,9860	0,9860
1,75	5	21.000	12	1,322	0,0643	0,9742	0,9146

In conclusione, per le verifiche di resistenza, se si considerasse un modello a trave occorrerebbe tenere conto dell'effetto del fenomeno di shear lag attraverso un fattore riduttivo  $\beta = 0,974$ , con un'ulteriore penalizzazione nei 9 m prossimi all'appoggio in cui il fattore di riduzione tende linearmente a 0,9146.

In realtà avendo analizzato la struttura mediante un modello completo tridimensionale costituito da elementi plate, i fenomeni diffusivi all'interno della lastra superiore vengono presi già in considerazione dal programma di calcolo ad EF.

### 7.3.2. Verifica di resistenza a taglio

#### Verifica ad 1m dell'appoggio

Le anime delle travi devono essere verificate alla stabilità per taglio quando:

$$\frac{h_w}{t} \geq \frac{72}{\eta} \varepsilon \quad \text{per anime non irrigidite}$$

$$\frac{h_w}{t} > \frac{31}{\eta} \varepsilon \sqrt{k_\tau} \quad \text{per anime irrigidite}$$

dove:

$$h_w = 1924 \text{ mm (altezza pannello);}$$

$$t = 15 \text{ mm spessore pannello;}$$

$$\eta = 1,2 \text{ (per il nostro tipo di acciaio);}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,81$$

nel nostro caso occorre effettuare la verifica a stabilità per taglio delle anime provvedendo ad irrigidire opportunamente la zona d'appoggio, infatti:

$$\frac{h_w}{t} = \frac{1924}{15} = 128 > \frac{31}{\eta} \varepsilon \sqrt{k_\tau} = \frac{31}{1,2} \cdot 0,81 \cdot \sqrt{10,516} = 67,85$$

(con  $k_\tau$  calcolato nel seguito)

La resistenza a taglio del pannello è assunta pari a:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = \frac{1,2 \cdot 355 \cdot 1924 \cdot 15}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 6452 \text{ kN}$$

Il contributo delle anime è dato da:

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

nella quale l'apporto alla resistenza a stabilità a taglio del pannello d'anima  $\chi_w$  è desunto dalla seguente tabella:

Table 5.1: Contribution from the web  $\chi_w$  to shear buckling resistance

	Rigid end post	Non-rigid end post
$\bar{\lambda}_w < 0,83/\eta$	$\eta$	$\eta$
$0,83/\eta \leq \bar{\lambda}_w < 1,08$	$0,83/\bar{\lambda}_w$	$0,83/\bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,08$	$1,37/(0,7 + \bar{\lambda}_w)$	$0,83/\bar{\lambda}_w$

Tabella 7.5 - Contributo alla resistenza a stabilità a taglio del pannello d'anima (EC3-1-5)-

considerando la snellezza per taglio del pannello pari a:

$$\bar{\lambda}_w = 0,76 \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr}}}$$

dove :

$$\tau_{cr} = k_\tau \cdot \sigma_E \quad (\text{tensione tangenziale critica})$$

con la tensione critica euleriana per un piatto di altezza  $h_w$  e larghezza  $t$  :

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t^2}{12(1-\nu^2)h_w^2} = 19.000 \left( \frac{t}{h_w} \right)^2 = 19.000 \left( \frac{15}{1924} \right)^2 = 10,68 \text{ MPa}$$

Per pannelli con irrigatori longitudinali poiché  $\alpha = a/h_w = 36000/1924 = 18,7 \geq 3$  il valore del coefficiente  $k_\tau$  è dato:

$$k_\tau = 5,34 + 4,00 \left( \frac{h_w}{a} \right)^2 + k_{\tau l}$$

Dove il contributo degli irrigitori longitudinali è valutabile secondo l'espressione:

$$k_{\tau l} = \max \left[ \left( \frac{3}{\alpha} \right)^2 \sqrt[4]{\left( \frac{I_{st}}{t^3 \cdot h_w} \right)^3} ; \frac{2,1}{t} \sqrt[3]{\frac{I_{st}}{h_w}} \right]$$

con  $I_{st}$  somma dei momenti di inerzia degli irrigitori longitudinali rispetto ai singoli assi baricentrici paralleli al piano dell'anima secondo l'indicazione della Figura 7.1.

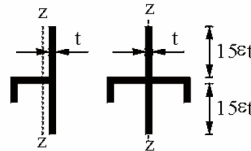


Figura 7.1 - Irrigidimenti longitudinali dei pannelli d'anima

Ripercorrendo pertanto a ritroso le formule esposte e considerando la geometria della singola anima risulta:

$$I_{st} = 96.598.000 \text{ mm}^4$$

$$k_{\tau l} = \max \left[ \left( \frac{3}{18,7} \right)^2 \sqrt[4]{\left( \frac{96.598.000}{15^3 \cdot 1924} \right)^3} ; \frac{2,1}{15} \sqrt[3]{\frac{96.598.000}{1924}} \right] = \max [0,194 ; 5,165] = 5,165$$

$$k_\tau = 5,34 + 4,00 \left( \frac{h_w}{a} \right)^2 + k_{\tau l} = 5,34 + 4,00 \left( \frac{1924}{36.000} \right)^2 + 5,165 =$$

$$= 5,34 + 0,011 + 5,165 = 10,516$$

$$\tau_{cr} = k_\tau \cdot \sigma_E = 10,516 \cdot 10,68 \text{ MPa} = 112 \text{ MPa}$$

$$\bar{\lambda}_w = 0,76 \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr}}} = 0,76 \sqrt{\frac{345}{112}} = 1,33$$

con tale valore di snellezza della lastra dalla Tabella 7.5 considerando a favore di sicurezza l'appoggio non irrigidito si ottiene:

$$\chi_w = \frac{0,83}{\lambda_w} = \frac{0,83}{1,33} = 0,62$$

Infine il contributo delle anime risulta:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = \frac{0,62 \cdot 355 \cdot 1924 \cdot 15}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 3350 \text{ kN}$$

Mentre il contributo delle flange può essere assunto pari a:

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

A favore di sicurezza si trascura il contributo delle ali alla resistenza a taglio, in tal modo nella valutazione della resistenza flessionale è possibile il completo sfruttamento delle piattabande.

Dal modello di calcolo ad elementi finiti, la massima azione tagliante che si ha sulla trave di bordo più caricata risulta dalla combinazione di carico U I-1 è pari a 2560 kN SLU

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{b,Rb}} = \frac{2460}{3350} = 0,76 \leq 1,0$$

Pertanto la verifica è soddisfatta.

#### Verifica in corrispondenza dell'appoggio

Anche in corrispondenza dell'appoggio dove si rastrema l'anima, occorre effettuare la verifica a stabilità per taglio delle anime provvedendo ad irrigidire opportunamente la zona d'appoggio, infatti:

$$\frac{h_w}{t} = \frac{964}{15} = 64 > \frac{72}{\eta} \varepsilon = \frac{72}{1,2} 0,81 = 48,6$$

dove:

$$h_w = 964 \text{ mm (altezza pannello sull'appoggio);}$$

$$t = 15 \text{ mm spessore pannello;}$$

La verifica viene eseguita come esposto precedentemente, e i valori sono i seguenti.

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t^2}{12(1-\nu^2)h_w^2} = 19.000 \left( \frac{t}{h_w} \right)^2 = 19.000 \left( \frac{15}{964} \right)^2 = 4,60 \text{ MPa}$$

poiché  $\alpha = a / h_w = 500 / 964 = 0,52 < 1$  il valore del coefficiente  $k_\tau$  è dato:

$$k_\tau = 4,00 + 5,34 \left( \frac{h_w}{a} \right)^2 = 4,00 + 5,34 \left( \frac{964}{500} \right)^2 = 23,84$$

$$\tau_{cr} = k_\tau \cdot \sigma_E = 23,84 \cdot 4,60 \text{ MPa} = 109,67 \text{ MPa}$$

$$\bar{\lambda}_w = 0,76 \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr}}} = 0,76 \sqrt{\frac{345}{109}} = 1,35$$

Prendendo in considerazione la geometria dell'appoggio poiché le aree degli irrigidimenti trasversali sono ad una distanza  $e = 500 \text{ mm} > 0,1 \cdot h_w = 96 \text{ mm}$  e l'area risulta

$$A = (20 \cdot 392) = 7.840 > \frac{4 \cdot h_w \cdot t}{e} = \frac{4 \cdot 964 \cdot 15}{400} = 2.169 \text{ mm}^2, \text{ il montante d'appoggio può essere}$$

considerato rigido.

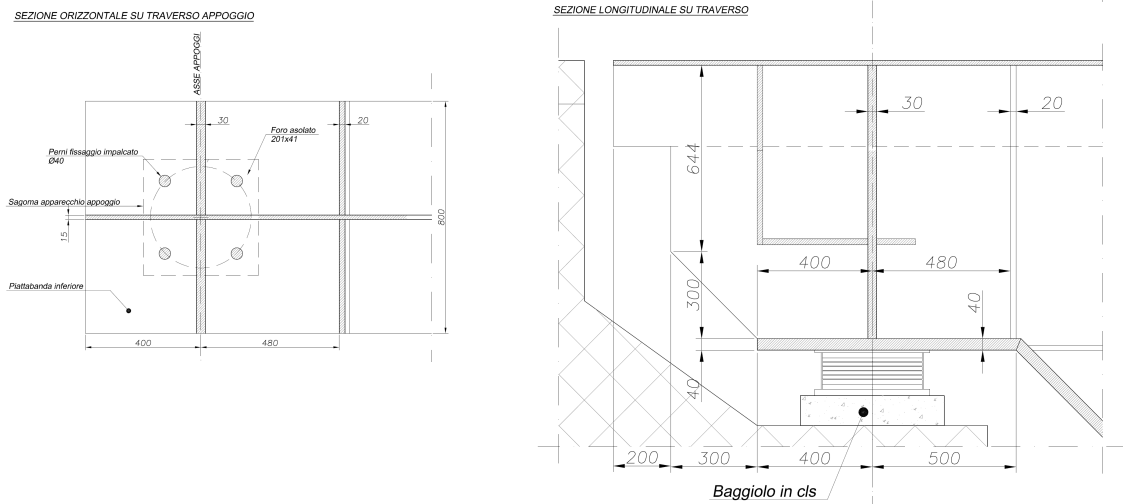


Figura 7.2 - Sezioni montante di appoggio

Pertanto, con tale valore di snellezza della lastra dalla Tabella 7.5 si ottiene:

$$\chi_w = \frac{1,33}{0,7 + \lambda_w} = \frac{1,33}{0,7 + 1,35} = 1,40$$

Infine il contributo delle anime risulta:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = \frac{1,40 \cdot 355 \cdot 964 \cdot 15}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 3771 \text{ kN}$$

Come fatto al paragrafo precedente, a favore di sicurezza si trascura il contributo delle ali alla resistenza a taglio, in tal modo nella valutazione della resistenza flessionale è possibile il completo sfruttamento delle piattabande.

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} = 3771 \text{ kN} > \frac{\eta \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = \frac{1,2 \cdot 355 \cdot 964 \cdot 15}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 3233 \text{ kN}$$

Dal modello di calcolo ad elementi finiti, la massima azione tagliante che si ha sulla trave di bordo più caricata risulta dalla combinazione di carico U I-1 e pari a 2560 kN SLU

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} = \frac{2560}{3233} = 0,79 \leq 1,0$$

Pertanto la verifica è soddisfatta.

### 7.3.3. Imbozzamento locale della lastra ortotropa

Sia per i piatti sia per gli irrigidimenti locali (loc) vale la seguente espressione:

$$A_{eff} = r \cdot A$$

con:

- elementi compressi interni:

$$r = \frac{\bar{l}_p - 0,055(3+y)}{\bar{l}_p^2} \leq 1 \quad \bar{l}_p > 0,673 \quad \text{con } (3+y)^3 \geq 0$$

$$r = 1 \quad \bar{l}_p \leq 0,673$$

- elementi compressi esterni:



$$r = \frac{\bar{l}_p - 0,188}{\bar{l}_p^2} \leq 1 \quad \bar{l}_p > 0,748$$

$$r = 1 \quad \bar{l}_p \leq 0,748$$

dove:

$$\bar{l}_p = \sqrt{\frac{f_y}{s_{cr}}} = \frac{b/t}{28,4 \times e \times \sqrt{k_s}}$$

$$e = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,81$$

Stress distribution (compression positive)		Effective <sup>o</sup> width $b_{eff}$	
	$\psi = 1$ : $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,5 b_{eff}$		
	$1 > \psi > 0$ : $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5-\psi} b_{eff} \quad b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$		
	$\psi < 0$ : $b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1-\psi)$ $b_{e1} = 0,4 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,6 b_{eff}$		
$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0
Buckling factor $k_\sigma$	4,0	$8,2 / (1,05 + \psi)$	$7,81$
			$0 > \psi > -1$
			$-1$
			$-1 > \psi > -3$
			$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$
			$23,9$
			$5,98 (1 - \psi)^2$

Figura 7.3 - Elementi compressi interni -

Stress distribution (compression positive)		Effective <sup>o</sup> width $b_{eff}$	
	$1 > \psi > 0$ : $b_{eff} = \rho c$		
	$\psi < 0$ : $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1-\psi)$		
$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0
Buckling factor $k_\sigma$	0,43	0,57	0,85
			$1 \geq \psi \geq -3$
			$0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$
	$1 > \psi > 0$ : $b_{eff} = \rho c$		
	$\psi < 0$ : $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1-\psi)$		
$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0
Buckling factor $k_\sigma$	0,43	$0,578 / (\psi + 0,34)$	1,70
			$0 > \psi > -1$
			$-1$
			$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$
			23,8

Figura 7.4 - Elementi compressi esterni -

Si procede valutando la stabilità dei piatti di irrigidimento; questa ha influenza sulla stabilità del modulo irrigidito (elemento di irrigidimento più tratto di piastra di competenza). A sua volta il comportamento del singolo modulo ha effetto su quello dell'intero pannello nei confronti dei due meccanismi di funzionamento a lastra ortotropa o a colonna compressa che, interagendo fra loro, definiscono il grado di stabilità della piastra mediante i coefficienti  $\rho$ .

**Irrigidimenti lastra:**

compresso uniformemente	presso-inflessso
$b = 280mm$	$b = 280mm$
$t = 15mm$	$t = 15mm$
$y = 1$	$y = 0,467$
$k_s = 0,43$	$k_s = 0,487$

$\bar{l}_p = 1,237$ $r_{sl} = 0,685$ <b>quindi:</b> $A_{sl,eff} = 0,685 \times (280 \times 15) = 2.877 \text{ mm}^2$	$\bar{l}_p = 1,16$ $r_{sl} = 0,721$ $A_{sl,eff} = 0,721 \times (280 \times 15) = 3.028 \text{ mm}^2$
---	--

**Modulo irrigidito:**

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$t = 16 \text{ mm}$$

$$y = 1$$

$$k_s = 4$$

$$\bar{l}_p = 0,407$$

$$r_{sl} = 1$$

	$t$	$\bar{\lambda}_p$	$\rho_{loc}$	$\rho_{loc} b_{loc} t$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{sl,eff}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{eff,loc}$ [mm <sup>2</sup> ]	$\beta_A = \frac{A_{eff,loc}}{A}$
<b>compress. unif.</b>	16	0,407	1,0	1x16x300=4.800	2.877	4.800+2.877=7.677	0,853
<b>presso-inflesso</b>	16	0,407	1,0	1x16x300=4.800	3.028	4.800+3.028=7.828	0,869

il subpanel (tratto di piatto non irrigidito compreso fra due elementi di irrigidimento) ha larghezza 300mm

**7.3.3.1. Comportamento a piastra ortotropa**

$$\bar{l}_p = \sqrt{\frac{b_A f_y}{s_{cr,p}}}$$

$$s_{cr,p} = k_{s,p} s_E$$

$$s_E = \frac{p^2 E t^2}{12(1 - \nu^2) b^2} = 190000 \frac{a^2 \bar{\sigma}}{b \bar{\sigma}}$$

Per piastre irrigidite da almeno 3 elementi longitudinali:

$$k_{s,p} = \frac{2((1 + a^2)^2 + g - 1)}{a^2 (y + 1)(1 + d)}, \quad a \leq \sqrt[4]{g}$$

$$k_{s,p} = \frac{4(1 + \sqrt[4]{g})}{(y + 1)(1 + d)}, \quad a > \sqrt[4]{g}$$

con:

$y = 1$  per piatti uniformemente compressi

$$g = \frac{I_{sl}}{I_p}, \quad I_{sl} \text{ inerzia del solo elemento di irrigidimento,}$$

$$I_p \text{ inerzia del solo piatto metallico}$$

$$d = \frac{A_{sl}}{A_p}$$

$a = \frac{a}{b}$  = rapporto fra le dimensioni del piatto ( $a = 3,0\text{m}$  = distanza fra diaframmi trasversali;  $b = 3,0\text{m}$  per la parte centrale oppure  $1,75\text{m}$  e  $1,25\text{m}$  per gli sbalzi laterali)

**Piastra interna:**

b	3000	mm
b <sub>modulo</sub>	300	mm
A <sub>sl</sub>	4200	mmq
a	3000	mm
$\alpha$	1	→ 1
$\beta_A$	0,853	
f <sub>y</sub>	355	Mpa
b <sub>sl</sub>	15	mm
h <sub>sl</sub>	280	mm

t [mm]	16
A <sub>p,modulo</sub> [mmq]	4800
I <sub>p,modulo</sub> [mm <sup>4</sup> ]	112527
I <sub>sl,modulo</sub> [mm <sup>4</sup> ]	27440000
$\gamma$	243,85
$\gamma^{(1/4)}$	3,95
$\delta$	0,875
$\psi$	1,0
k <sub><math>\sigma</math>,p</sub>	131,65
$\sigma_E$ [MPa]	5,40
$\sigma_{cr,p}$ [MPa]	711,52
$\lambda_p$	0,65
$\rho$	1,000

**Piastra esterna:**

b	1750	1250	mm
b <sub>modulo</sub>	300	300	mm
A <sub>sl</sub>	4200	4200	mmq
a	3000	3000	mm
$\alpha$	1,714	2,400	
	1,714 ↓	2,400 ↓	
$\beta_A$	0,853	0,853	
f <sub>y</sub>	355	355	Mpa
b <sub>sl</sub>	15	15	mm
h <sub>sl</sub>	280	280	mm

t [mm]	16	16
$A_{p,modulo}$ [mm <sup>2</sup> ]	4800	4800
$I_{p,modulo}$ [mm <sup>4</sup> ]	112527	112527
$I_{sl,modulo}$ [mm <sup>4</sup> ]	27440000	27440000
$\gamma$	243,85	243,85
$\gamma^{(1/4)}$	3,95	3,95
$\delta$	0,875	0,875
$\psi$	1,0	1,0
$k_{\sigma,p}$	46,89	46,89
$\sigma_E$ [MPa]	15,88	15,88
$\sigma_{cr,p}$ [MPa]	744,71	744,71
$\lambda_p$	0,64	0,64
$\rho$	1,000	1,000

Poiché  $\rho=1,0$  per il funzionamento a piastra ortotropa, si ha  $A_{eff} = A_{eff,loc}$  valutata prima e pari al 85% dell'area nominale.

### 7.3.3.2. Comportamento nei confronti dell'instabilità a colonna

Per elementi dotati di irrigidimenti:

$$s_{cr} = s_{cr,sl} \frac{b}{b_{sl,1}}$$

$$s_{cr,sl} = \frac{p^2 EI_{sl,1}}{A_{sl,1} a^2}$$

(i pedici "sl,1" sono riferiti al modulo composto dall'irrigidimento e dalla lamiera di competenza)

$$\bar{l}_c = \sqrt{\frac{b_A f_y}{s_{cr}}}$$

A partire da questo si ottiene (EN 1993-1-1):

$$c_c = \frac{1}{f + \sqrt{f^2 - \bar{l}_c^2}} \leq 1$$

$$f = 0,5 \frac{\sigma_E}{\gamma} + a_{curve} (\bar{l}_c - 0,2) + \bar{l}_c^2 \frac{\sigma_E}{\gamma}$$

$$a_{curve} = 0,49 + \frac{0,09}{i/e} \quad (a = 0,49 \text{ curva c per irrigidimenti aperti})$$

$$i = \sqrt{\frac{I_{sl,1}}{A_{sl,1}}}$$

e = massima distanza dei lembi superiore o inferiore dal baricentro del modulo

Piatti interni:

t [mm]	16
$\sigma_{cr,sl}$ [MP a]	1505
$\sigma_{cr}$ [MP a]	15046
$\beta_A$	0,853
$\lambda_c$	0,1419
i [mm]	55,2
$Y_G$ [mm]	69,0
e [mm]	219,0

$\alpha_{curve}$	0,4
$\phi$	0,5
$\chi_c$	1,0

**Piatti esterni:**

t [mm]	16	16
$\sigma_{cr,sl}$ [MP a]	1505	1505
$\sigma_{cr}$ [MP a]	8777	8777
$\beta_A$	0,853	0,853
$\lambda_c$	0,1857	0,1857
i [mm]	55,2	55,2
$Y_G$ [mm]	69,0	69,0
e [mm]	219,0	219,0

$\alpha_{curve}$	0,4	0,4
$\phi$	0,5	0,5
$\chi_c$	1,0	1,0

**7.3.3.3. Interazione fra comportamento a piastra ortotropa e a colonna**

$$r_c = (r - c_c)x(2 - x) + c_c$$

$$x = \frac{S_{cr,p}}{S_{cr}} - 1 \quad , 0 \leq x \leq 1$$

Poiché  $\rho = \chi_c = 1,0$  si ottiene:  $\rho_c = 1,0$ .

**7.3.3.4. Conclusioni**

In conclusione negli elementi realizzati a piastra ortotropa non si verificano fenomeni di imbozzamento locale, pertanto gli irrigidimenti assolvono la loro funzione.

Si verifica solamente una parziale perdita di efficienza degli elementi di irrigidimento longitudinale, che comunque non pregiudica la stabilità globale della piastra.

Poiché in fase di analisi è stato considerato anche il contributo resistente di tali irrigidimenti si considera comunque l'effetto di perdita di efficienza mediante una riduzione uniforme della resistenza attraverso il fattore  $\rho = 0,853$ .

A conferma di questo coefficiente riduttivo si è eseguita una verifica ad instabilità laterale degli elementi di irrigidimento longitudinale, condotta secondo EC3-1-1. Per tali elementi la normativa prevede la verifica mediante l'espressione :

$$\frac{\chi_{op} \alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \geq 1$$

Dove:

$\alpha_{ult,k}$  rappresenta il minimo amplificatore del carico per raggiungere la resistenza caratteristica nell'elemento maggiormente caricato, trascurando gli effetti di inabilità, ma considerando si gli effetti locali che globali;  
 $\chi_{op}$  è il fattore riduttivo della snellezza adimensionale  $\bar{\lambda}_{op}$  per teneri in conto dell'instabilità laterale dell'elemento.

La snellezza adimensionale si può valutare mediante l'espressione :

$$\bar{\lambda}_{op} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr,op}}}$$

dove:

$\alpha_{cr,op}$  è il minimo moltiplicatore del carico per raggiungere la resistenza elastica critica dell'elemento per instabilità laterale.

Il modello di calcolo "elementare" prende in considerazione una striscia significativa di lastra ortotropa associata ad un irrigidimento longitudinale con i vincoli di continuità della lastra superiore e vincolata rigidamente in corrispondenza del trasverso. Sul modello viene applicato lo sforzo membranale massimo ottenuto da un'analisi statica lineare con il modello globale, ed una azione tagliante tale da riprodurre lo stesso andamento degli sforzi nell'irrigidimento longitudinale che si ottiene nelle analisi globali

La massima compressione valutata in esercizio risulta  $\sigma_{max} = 70$  MPa SLU (spessore di lastra  $s = 16$  mm) associata alla condizione più gravosa dovuta ai carichi di Schema 1.

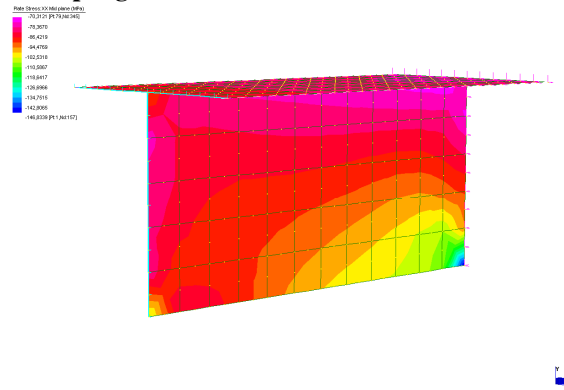


Figura 7.5 - Sforzi SLU nel modello parziale -

Da tale modello si è ottenuto il seguente valore del moltiplicatore

$$\alpha_{ult,k} = 2,36$$

Mediante analisi di Buckling gravata dal carico SLU al quale è associato il moltiplicatore  $\alpha_{ult,k}$ , si ottiene  $\alpha_{cr,op} = 6,12$ , valore minimo del moltiplicatore dei carichi associato all'instabilità laterale dell'irrigidimento longitudinale direttamente caricato.

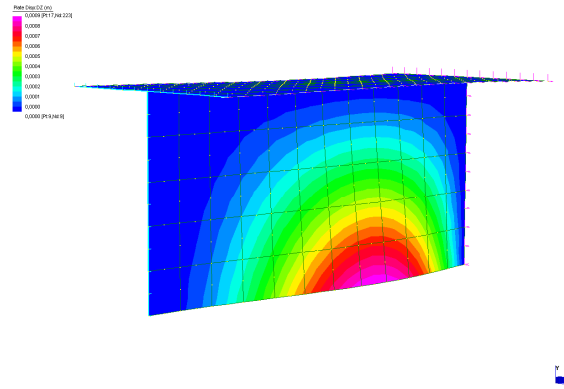


Figura 7.6 - Deformazione corrispondente al 1° modo associata ad un  $\lambda = 6,127$  il carico SLU (in figura è indicato anche l'andamento qualitativo degli spostamenti trasversali dell'irrigidimento direttamente caricato)-

Con tali valori di  $\alpha$  si ottiene una snellezza adimensionale pari a :

$$\bar{\lambda}_{op} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr,op}}} = 0,62$$

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda}_{op} - 0,2) + \bar{\lambda}_{op}^2 \right] = 0,5 \left[ 1 + 0,49 (0,62 - 0,2) + 0,62^2 \right] = 0,79$$

Pertanto si ottiene un fattore riduttivo della snellezza adimensionale pari a:

$$\chi_{op} = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}_{op}^2}} = 0,89$$

Tale valore è in linea con il coefficiente riduttivo previsto dell'EC3-1-5 per le verifiche di imbozzamento delle lastre ortotrope determinato all'inizio del paragrafo.

#### 7.3.4. Verifiche SLU

La sezione metallica viene trattata come sezione di Classe 3 e pertanto si eseguono verifiche tensionali in campo elastico.

Si determina lo stato di sforzo equivalente presente nei punti più sollecitati di ciascuna sezione, secondo la formula di composizione:

$$s_{id} = \sqrt{s_M^2 + 3(t_V + t_T)^2}$$

ovvero in termini di sforzi principali :

$$s_{id} = \sqrt{s_1^2 + s_2^2 - s_1 s_2}$$

confrontabile con lo sforzo di snervamento secondo il criterio di Von Mises (eventualmente ridotto per gli effetti di imbozzamento locale)

Come descritto nei precedenti paragrafi relativi al fenomeno dell' imbozzamento degli irrigidimenti, la resistenza del materiale viene penalizzata mediante i fattori  $\rho$ .

Nella sezione corrente la resistenza del materiale si riduce pertanto ad un valore:

$$\bar{f}_{yd} = f_{yd} \times \rho = 294 \times 0,853 = 250,7 \text{ MPa} \quad (s < 40 \text{ mm})$$

$$\bar{f}_{yd} = f_{yd} \times \rho = 277 \times 0,853 = 236,2 \text{ MPa} \quad (40 \text{ mm} < s < 80 \text{ mm})$$

comunque sempre maggiore della sollecitazione agente.

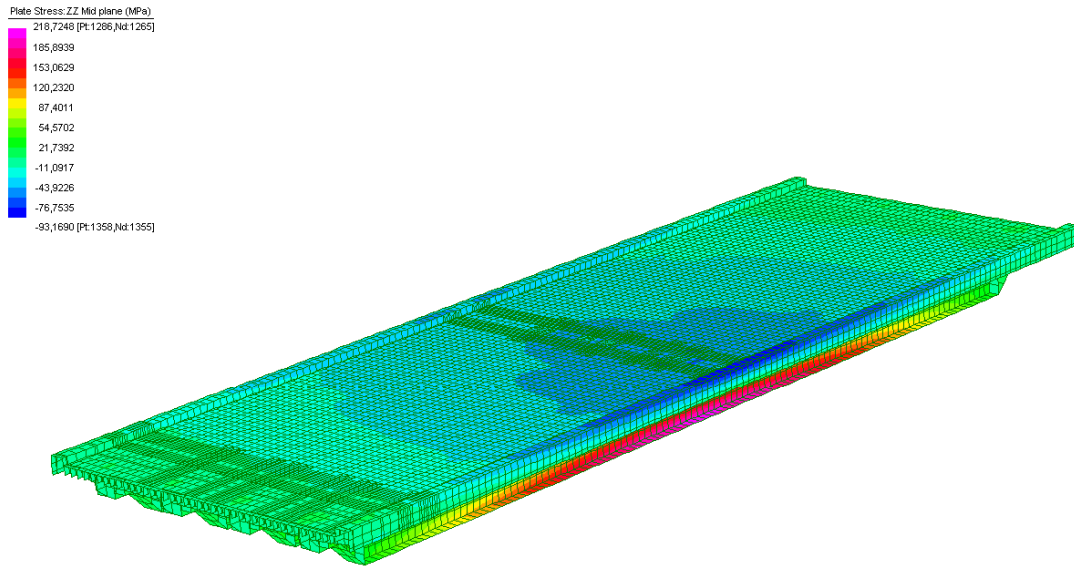


Figura 7.7 - Sforzi zz in direzione longitudinale (Envelope max SLU) -

Nella piattabanda inferiore, in corrispondenza della sezione di mezzeria, si raggiunge il massimo sforzo ( 225 MPa ).

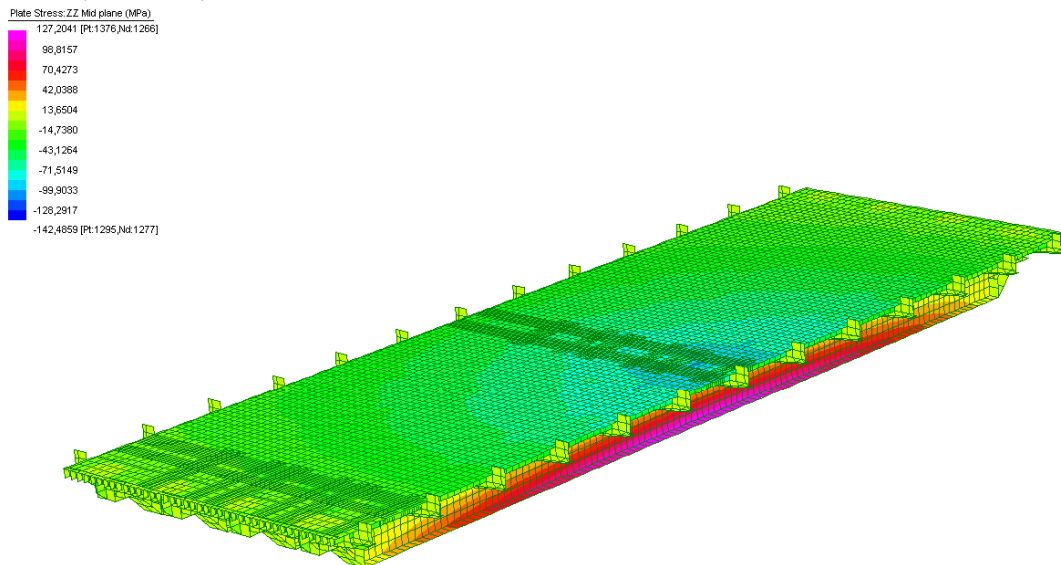


Figura 7.8 - Sforzi zz in direzione longitudinale (Envelope min SLU) -



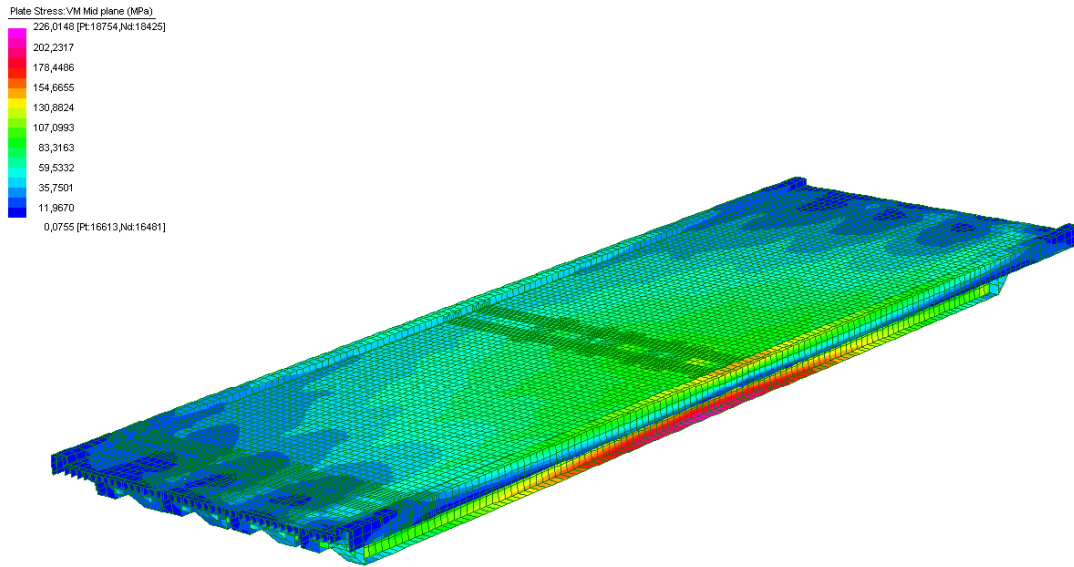


Figura 7.9 - Sforzi Von Mises (Envelope max SLU) -

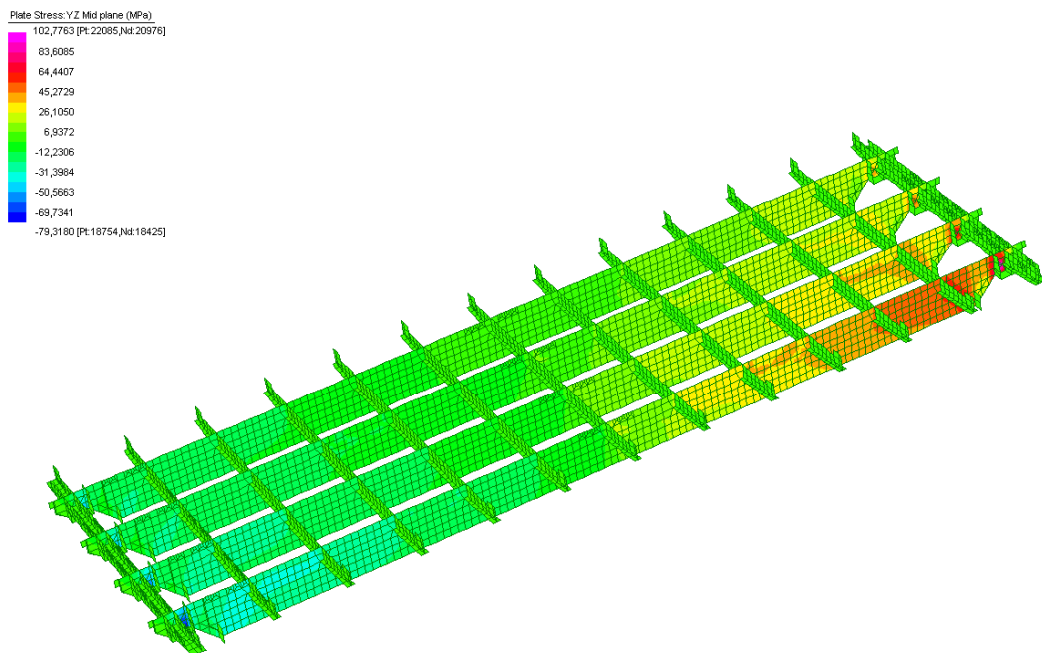


Figura 7.10 - Sforzi yz anime (Envelope max SLU) -

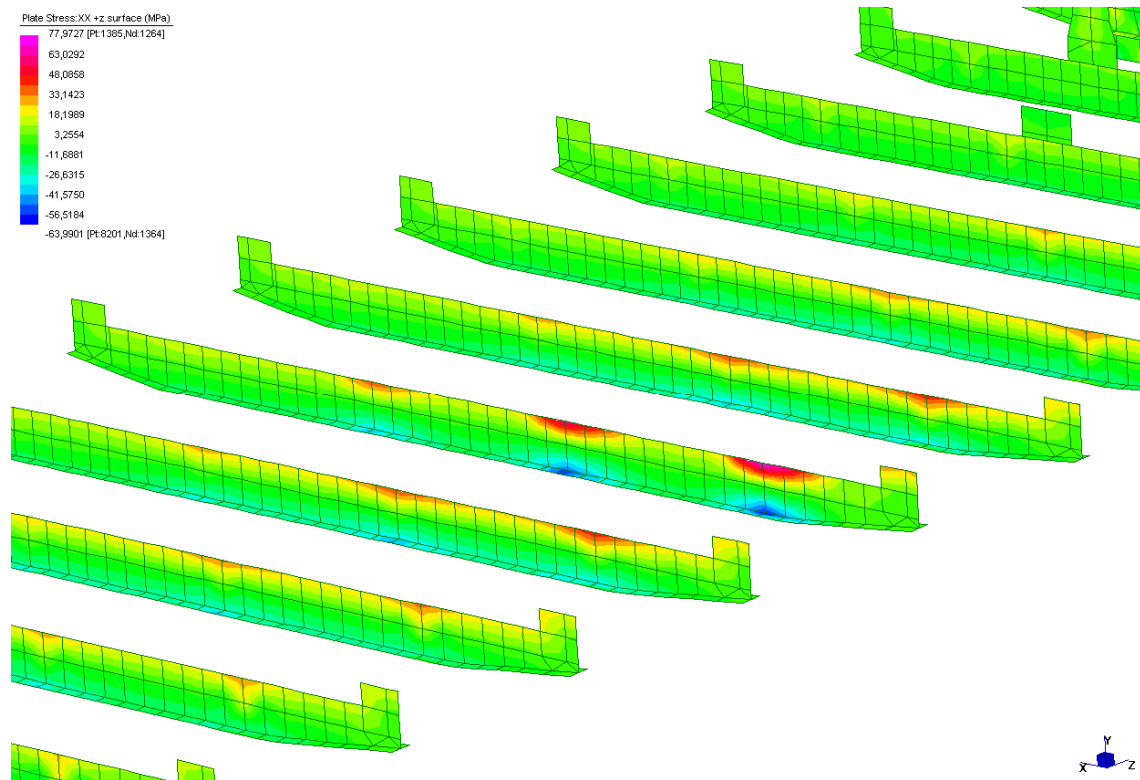


Figura 7.11 - Sforzi xx trasversi (Envelope max SLU) -

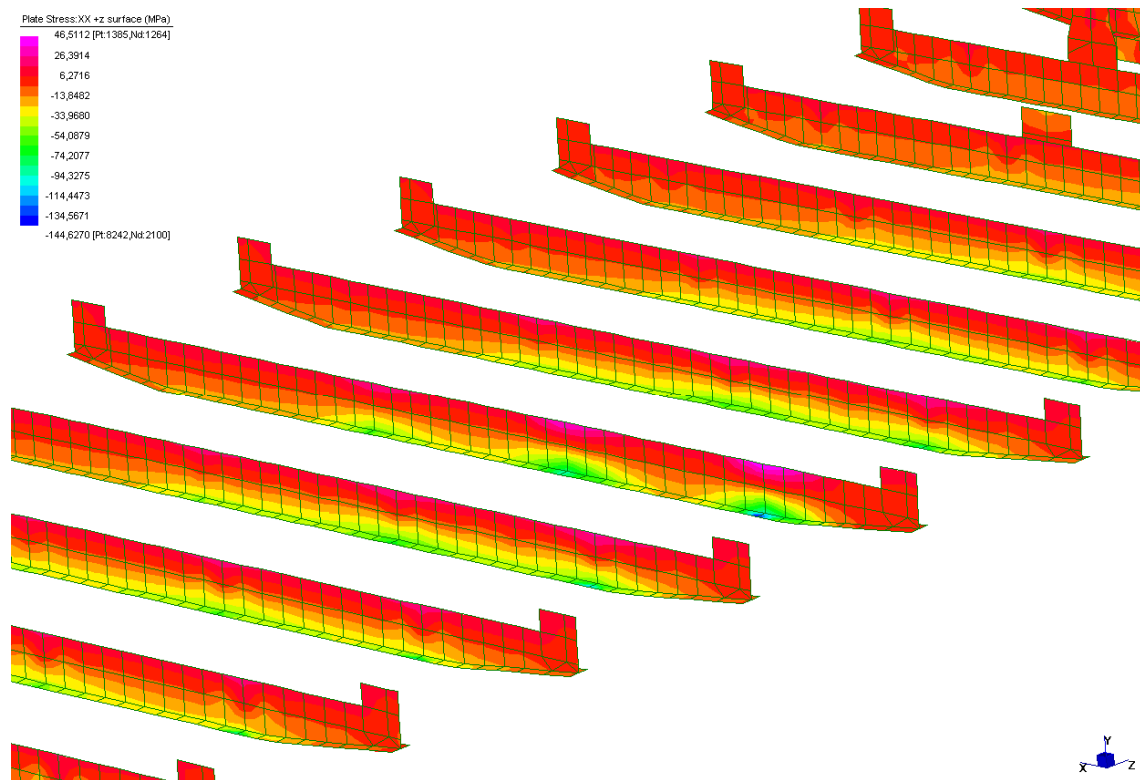


Figura 7.12 - Sforzi xx trasversi (Envelope min SLU) -

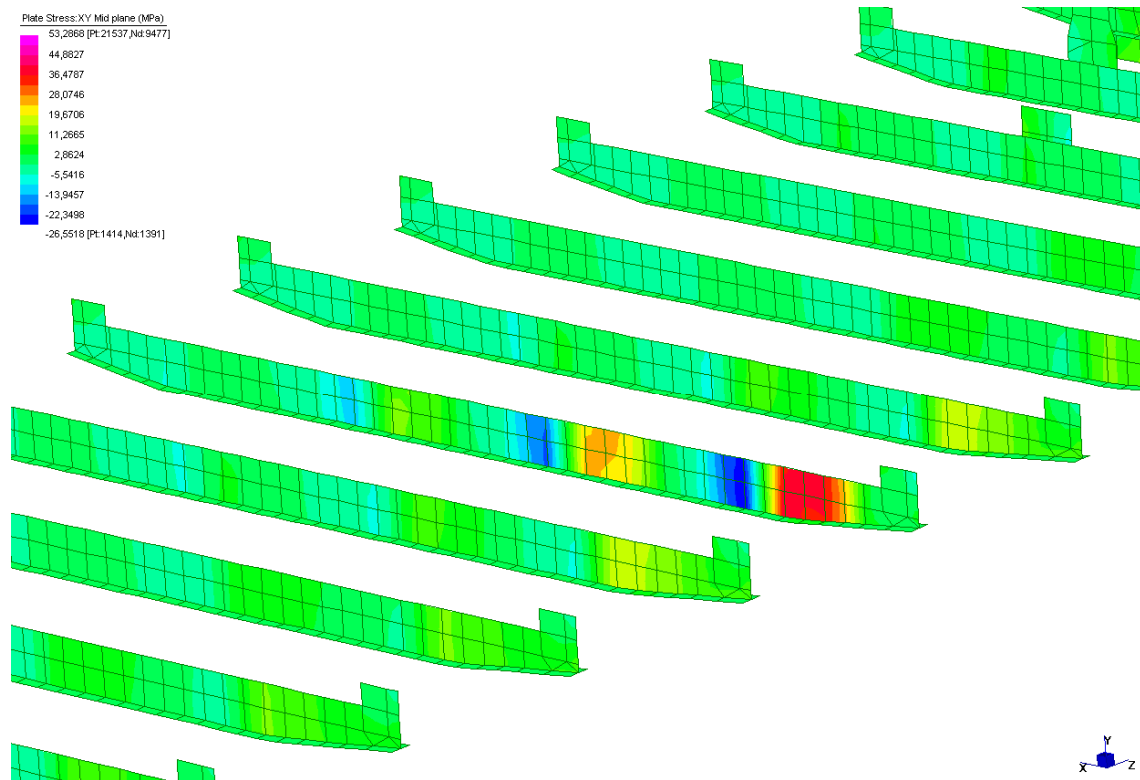


Figura 7.13 - Sforzi xy trasversi (Envelope max SLU) -

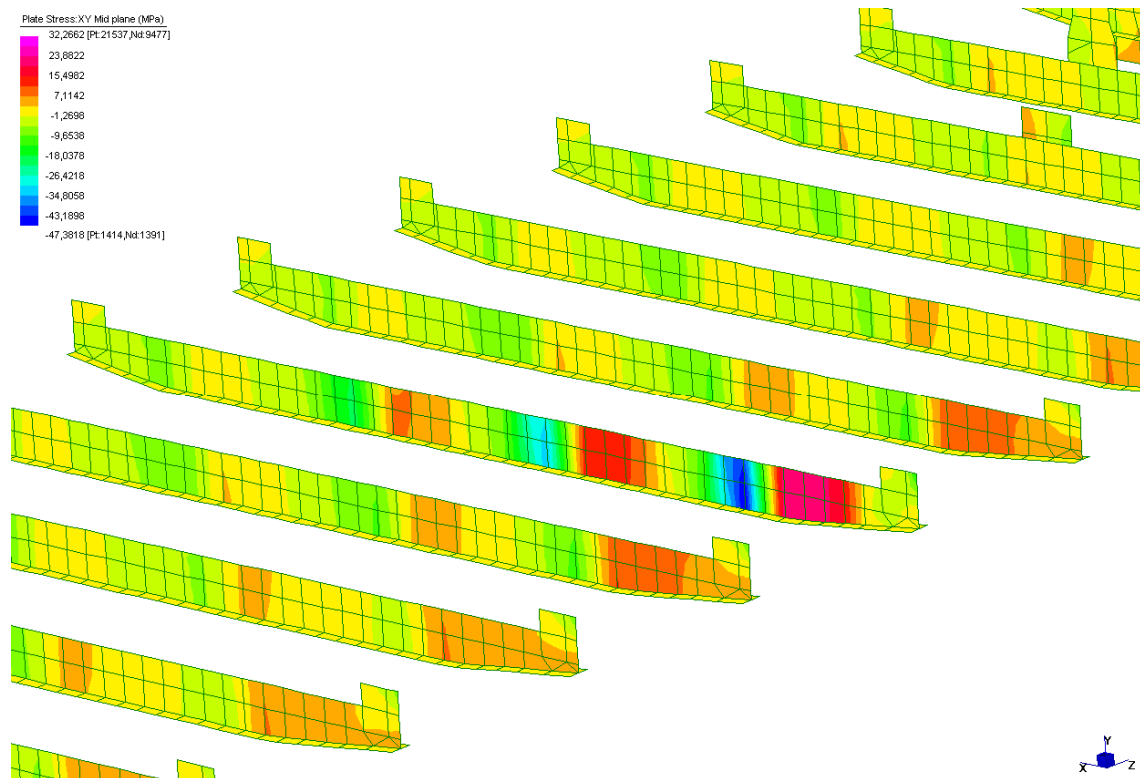


Figura 7.14 - Sforzi xy trasversi (Envelope min SLU) -

### 7.3.5. Resistenza a fatica

Per la verifica a fatica degli elementi in acciaio della sezione mista e dei dettagli strutturali si seguono le indicazioni delle N.T.C. 2008 e delle UNI EN 1993-1-9.

La verifica viene condotta per vita illimitata della struttura e dei dettagli costruttivi.

La verifica si effettua controllando che la massima escursione di tensione  $Ds_{\max} = s_{\max} - s_{\min}$  risulti minore del limite a fatica del dettaglio stesso.

$$g_f \times Ds_{\max} \leq DR / g_{Mf}$$

Si prende in esame l'influenza della fatica derivante dall'azione ripetuta dei carichi variabili considerando il modello di carico di fatica 1, con inclusione, a favore di sicurezza, dei coefficienti dinamici per un numero di cicli di carico  $n = 2 \times 10^6$ , posizionati sul ponte in modo tale da determinare il massimo e il minimo della tensione nel dettaglio.

Tale modello è costituito dallo schema di carico 1 con valore dei carichi concentrati ridotti del 30% e valori dei carichi distribuiti ridotti del 70% (vedi Figura 5.3) (valori caratteristici).

Per la valutazione degli effetti generati dalle azioni, le colonne di carico vengono considerate centrate sulle larghezze nominali delle corsie.

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza per i materiali e per i carichi risultano, conformemente al N.T.C. 2008:

$$g_f = 1$$

$$g_{Mf} = 1,35 \quad (\text{vita utile a fatica con conseguenze significative})$$

La variazione di tensione corrisponde proprio alla differenza fra gli involuppi massimi e minimi nella sezione considerata, considerando le condizioni di carico esposte al paragrafo 7.5.1.

#### 7.3.5.1. Lastra superiore direzione trasversale ( $\sigma_{xx}$ )

Per la lastra superiore si valuta la variazione di sforzo in direzione trasversale in corrispondenza dello sbalzo e in mezzzeria ad un campo interno di lastra, si riportano i valori massimi e minimi degli sforzi ricavati tramite involuppo delle azioni delle diverse condizioni di carico ipotizzate.

In particolare si considera la sezione in mezzzeria fra due irrigidimenti e la sezione in corrispondenza dell'irrigidimento.

		Sbalzo		Campo centrale	
		sez. A mezzzeria	sez. B 70cm dal traverso	sez. C 70cm dal traverso	sez. D mezzzeria
<b>Min</b>	$\sigma_{\text{sup}}$	-58	-8	-70	-34
	$\sigma_{\text{inf}}$	-1	-52	-3	-49
<b>Max</b>	$\sigma_{\text{sup}}$	0	56	0	57
	$\sigma_{\text{inf}}$	64	10	71	36
	$\Delta\sigma_{\text{max,sup}}$	58	64	70	91
	$\Delta\sigma_{\text{max,inf}}$	65	62	74	85

Tabella 7.6 – Variazioni tensioni lastra superiore in direzione trasversale (valori relativi ai Gauss points) -

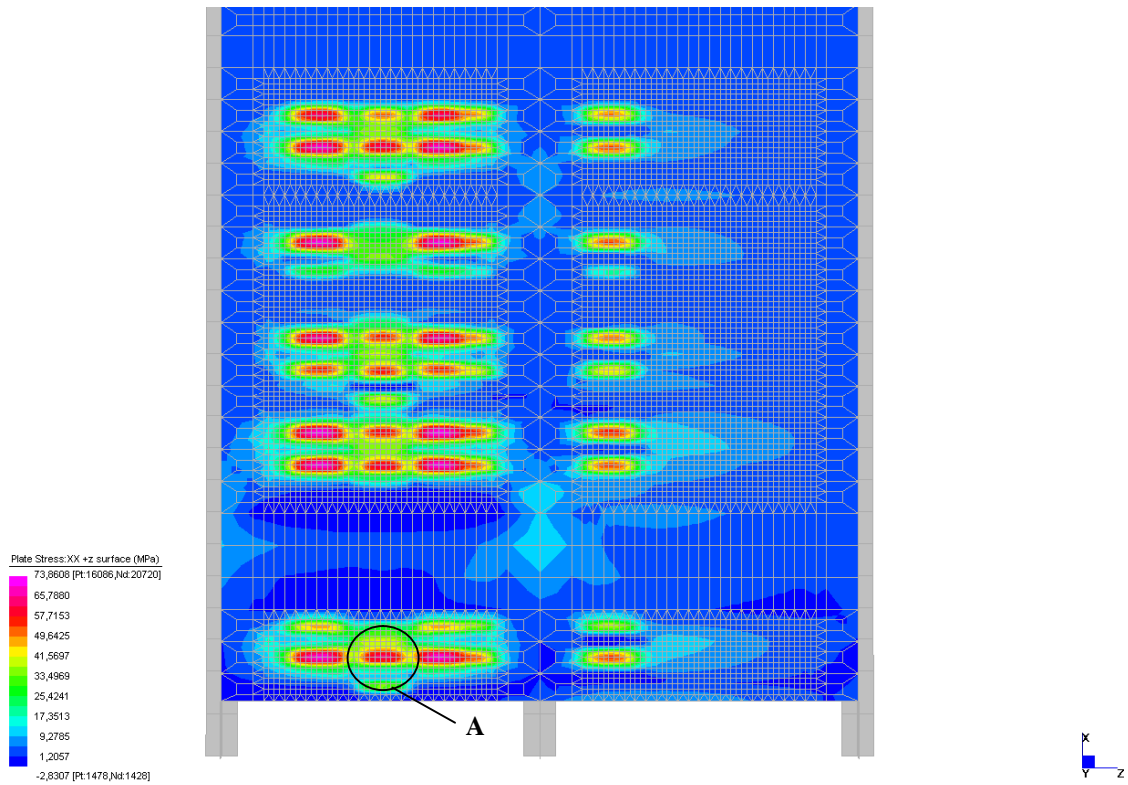


Figura 7.15 - Sforzi xx lastra superiore in direzione trasversale (Envelope max) -

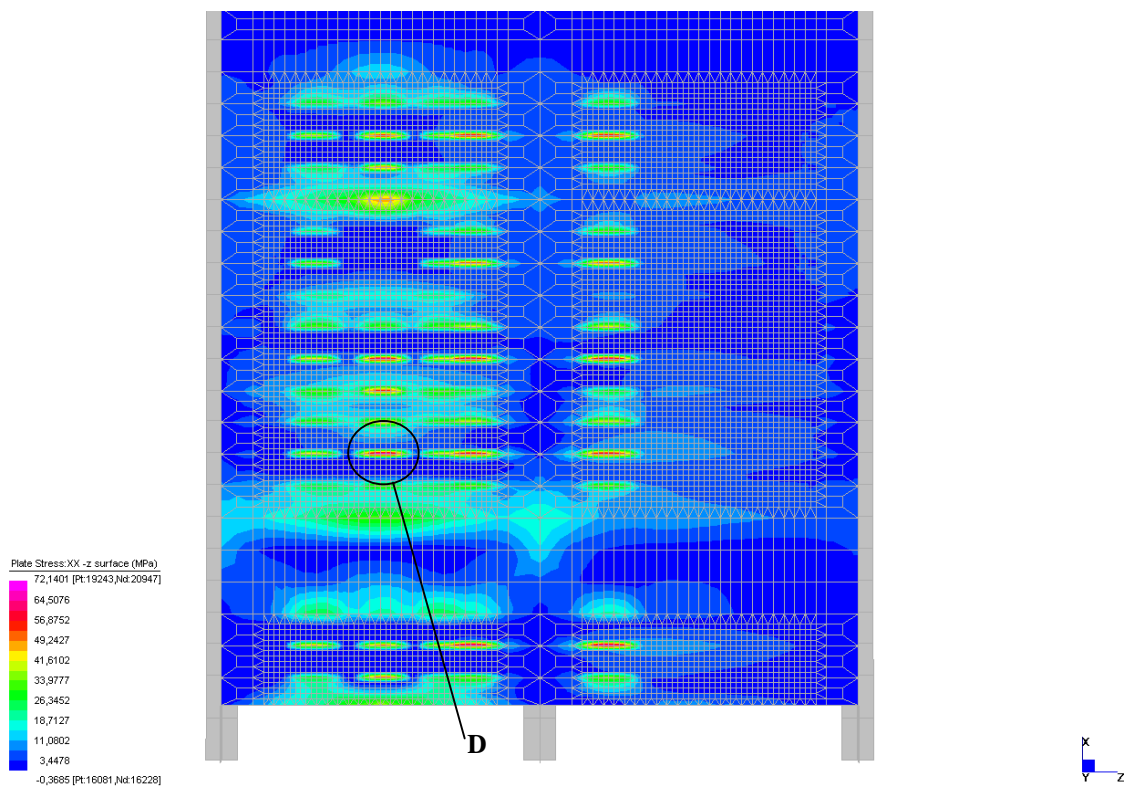


Figura 7.16 - Sforzi xx lastra superiore in direzione trasversale (Envelope max) -

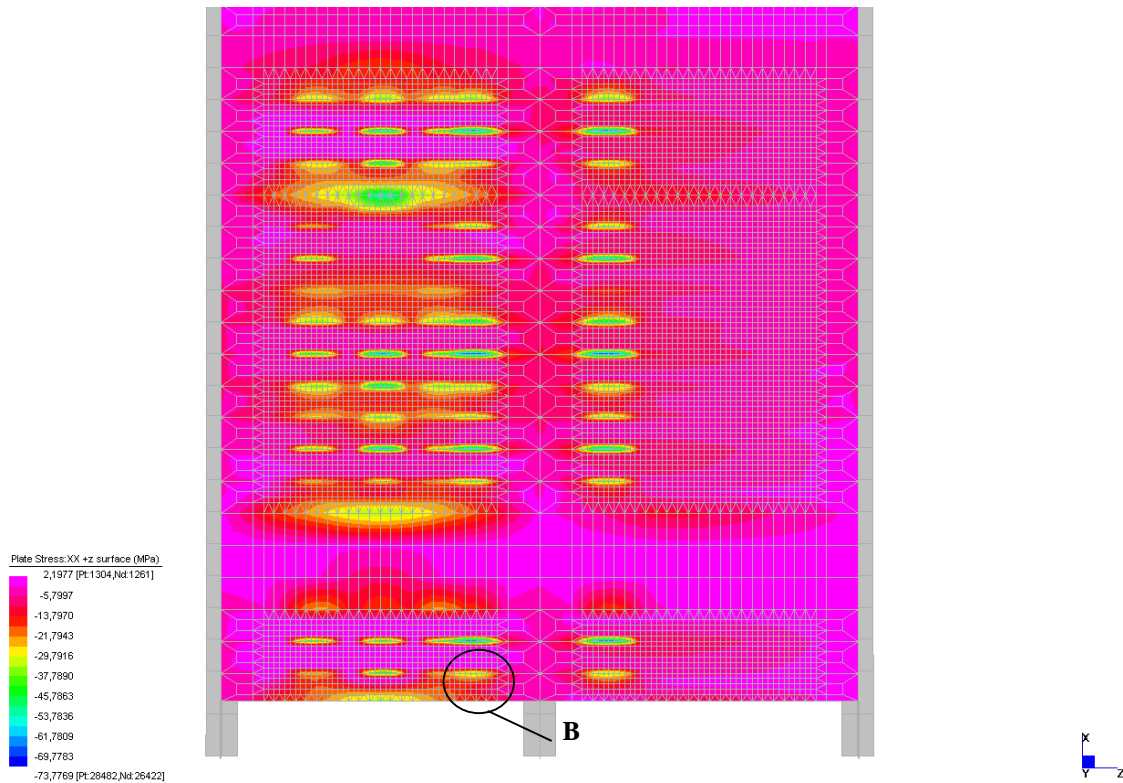


Figura 7.17 - Sforzi xx lastra superiore in direzione trasversale (Envelope min) -

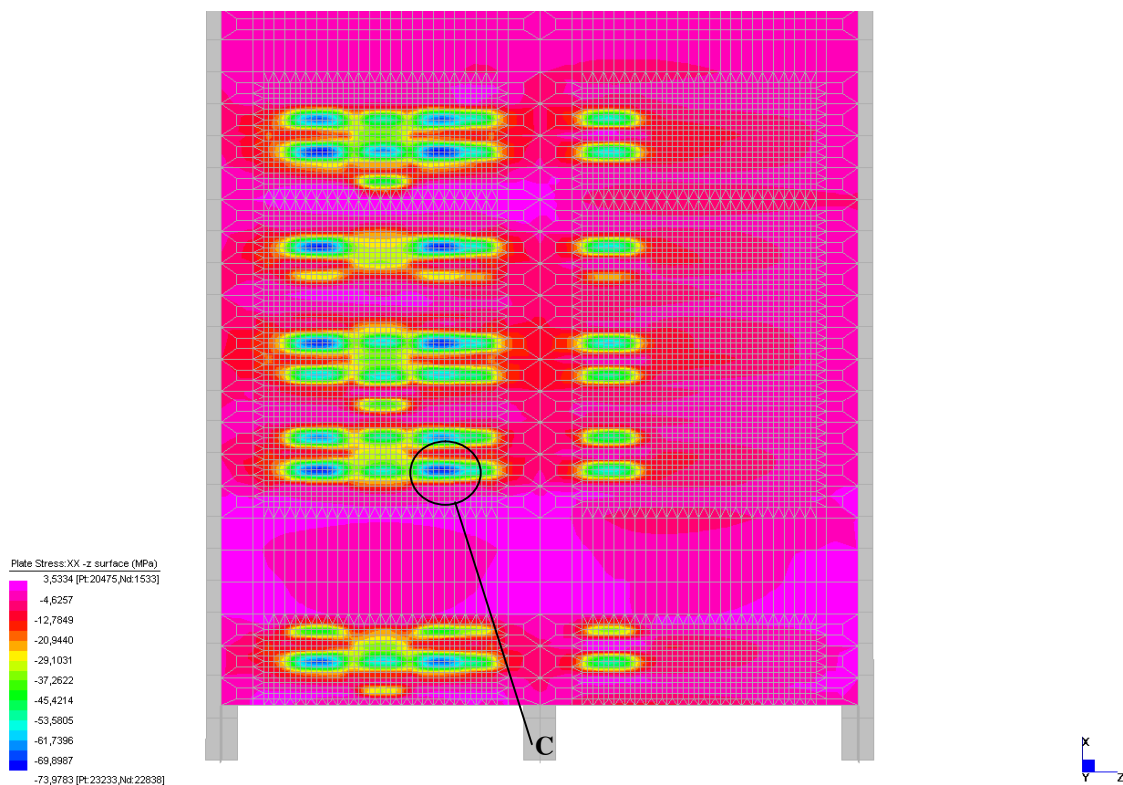


Figura 7.18 - Sforzi xx lastra superiore in direzione trasversale (Envelope min) -  
 (La faccia -z è quella superiore)

### 7.3.5.2. Lastra superiore direzione longitudinale ( $\sigma_{zz}$ )

Sempre per la lastra superiore si valuta anche la variazione di sforzo in direzione longitudinale in corrispondenza dello sbalzo e in mezzeria ad un campo interno di lastra, si riportano i valori massimi e minimi degli sforzi ricavati tramite inviluppo delle azioni delle diverse condizioni di carico ipotizzate.

In particolare si considerano le sezione in mezzeria fra due irrigidimenti longitudinali.

		Campo centrale			Sbalzo
		sez. E	sez. F	sez. G	sez. H
Min	$\sigma_{sup}$	-45	-48	-61	-62
	$\sigma_{inf}$	-14	-13	-17	-18
Max	$\sigma_{sup}$	-5	-1	-7 (0)	4
	$\sigma_{inf}$	5	20	12	8
$\Delta\sigma_{max,sup}$		50	49	61	66
$\Delta\sigma_{max,inf}$		20	33	29	26

Tabella 7.7 – Variazioni tensioni lastra superiore in direzione longitudinale (valori relativi ai Gauss points) -

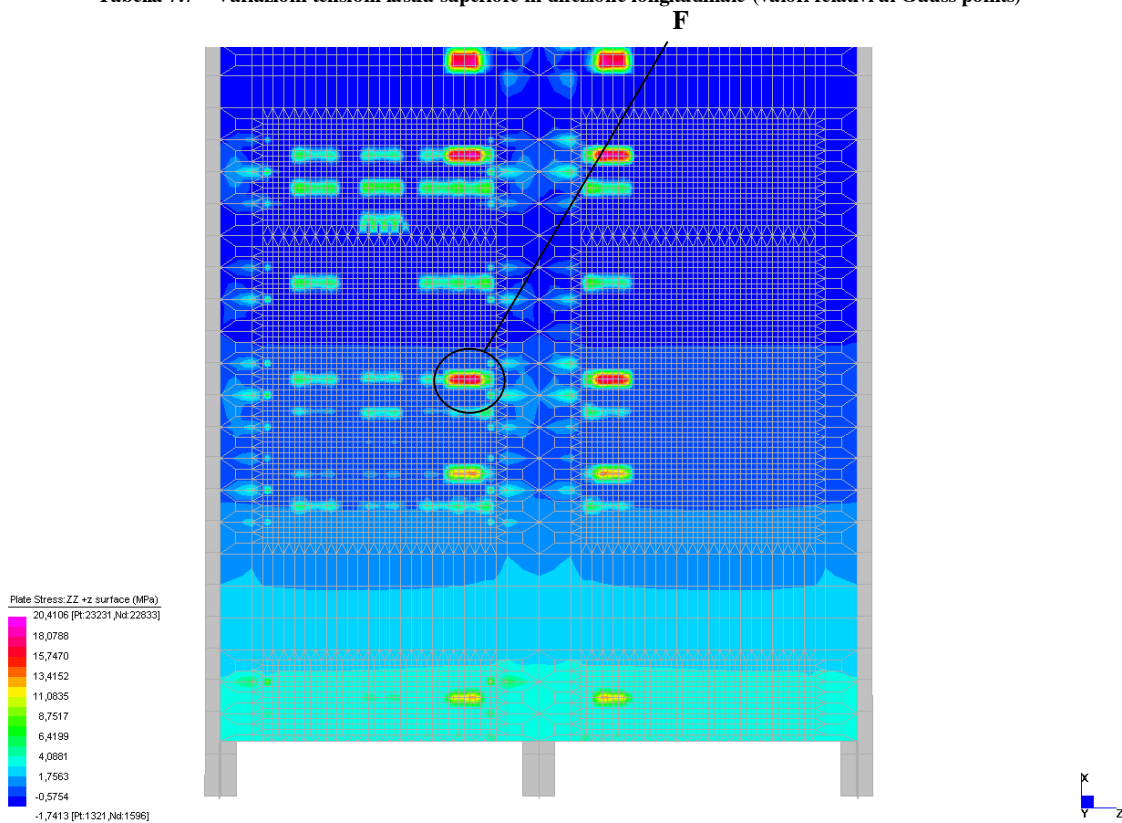


Figura 7.19 - Sforzi zz lastra superiore in direzione longitudinale (Envelope max) -



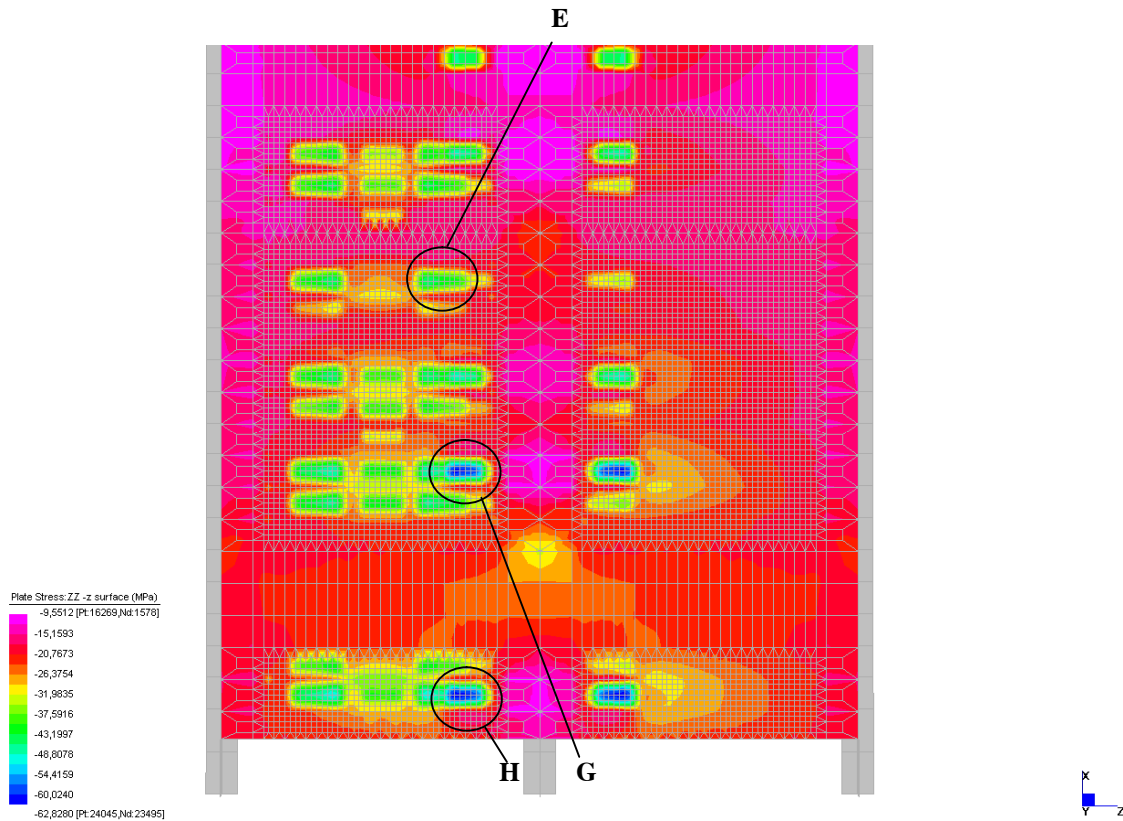


Figura 7.20 - Sforzi zz lastra superiore in direzione longitudinale (Envelope min) -

### 7.3.5.3. Irrigidimenti longitudinali ( $\sigma_{xx}$ )

Per gli irrigidimenti longitudinali in corrispondenza dello sbalzo e in mezzeria ad un campo interno di lastra, si riportano i valori massimi e minimi degli sforzi ricavati tramite involucro delle azioni delle diverse condizioni di carico ipotizzate.

In particolare si considera la sezione di mezzeria degli irrigidimenti e la sezione in corrispondenza dei traversi.

		Sbalzo		Campo centrale		
		sez. I mezzeria	sez. J traverso	sez. K mezzeria	sez. L traverso	sez. M 70cm dal traverso
<b>Min</b>	$\sigma_{sup}$	-13	-11	-12	-24	-12
	$\sigma_{inf}$	-18	-42	-18	-44	-22
<b>Max</b>	$\sigma_{sup}$	-3	-2	-2	-3	-2
	$\sigma_{inf}$	50	-4	55	-2	52
	$\Delta\sigma_{max,sup}$	13	11	12	24	12
	$\Delta\sigma_{max,inf}$	68	42	73	46	74

Tabella 7.8 – Variazioni tensioni irrigidimenti longitudinali (valori relativi ai Gauss points) -



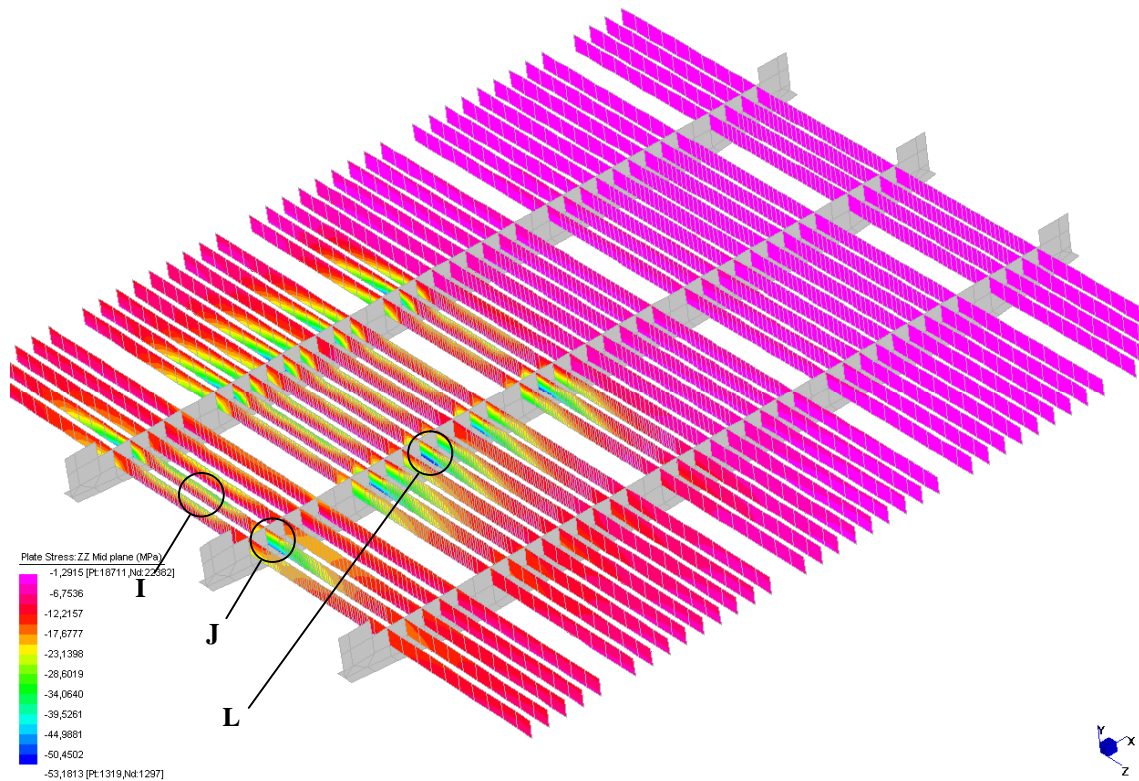


Figura 7.21 - Sforzi zz irrigidimenti longitudinali (Envelope min) -

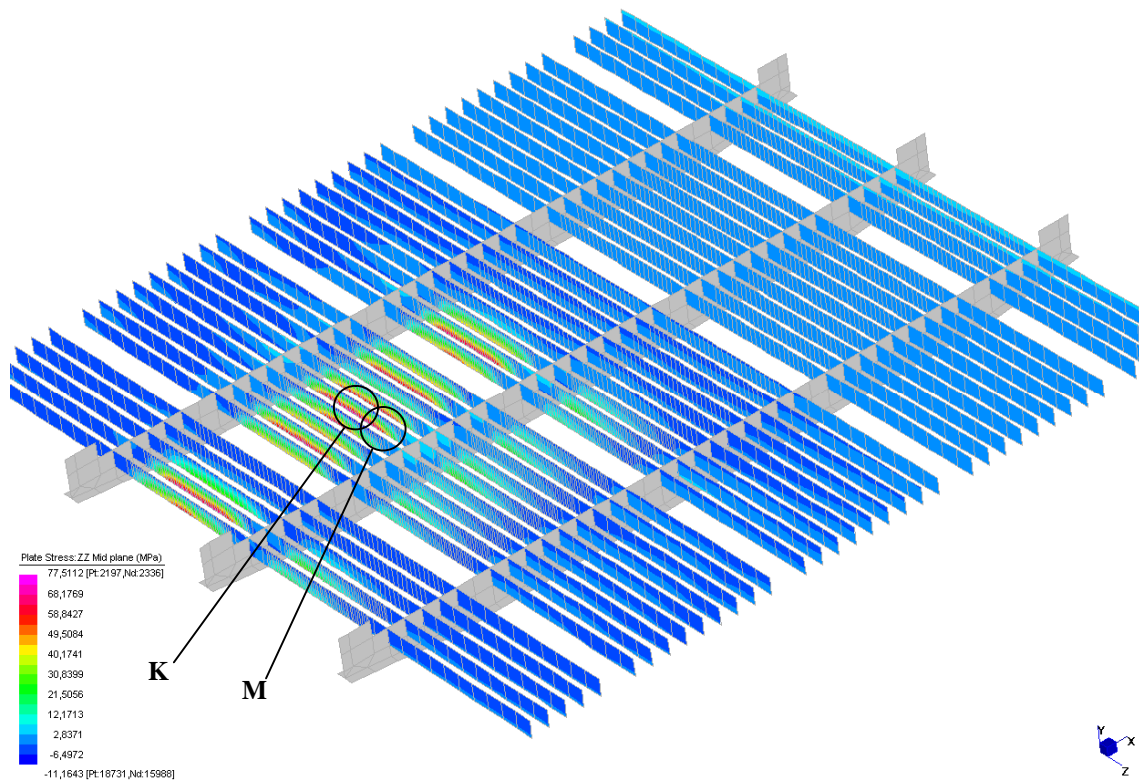


Figura 7.22 - Sforzi zz irrigidimenti longitudinali (Envelope max) -

Per la lastra superiore il valore massimo di variazione degli sforzi risulta essere quello in direzione trasversale che, evitando le saldature dei conci in corrispondenza degli irrigidimenti longitudinali, è pari a (vedi Tabella 7.6):

$$D_{s_{max}} = 74MPa$$

Anche per gli irrigidimenti longitudinali il massimo valore di variazione degli sforzi risulta:

$$D_{s_{max}} = 74MPa$$

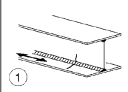
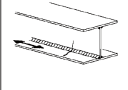

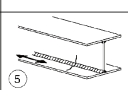
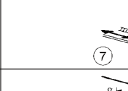
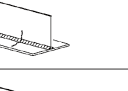
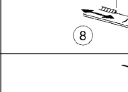
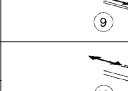
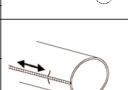
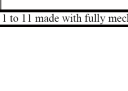

Le variazioni di sforzo limite, per tutte le categorie di dettagli strutturali considerati, risultano superiori alla variazione di progetto adottando i rispettivi coefficienti parziali di sicurezza ( $\gamma_{Mf} = 1,35$ ).

Si sono verificate inoltre le variazioni di sforzi di taglio fra i diversi elementi (dettagli di categoria 80), come ad esempio fra anima e piattabanda inferiore, fra irrigidimento longitudinale e lastra ortotropa.

Prendendo in considerazione le Table 8.2 e Table 8.3 di UNI EN 1993-1-9, tipicamente le saldature delle membrature eseguite a completo ripristino si possono considerare appartenenti alla categoria 112 (=83MPa) per spessori fino a 25mm e 97 (=71MPa) per spessori fino a 50mm mentre per una saldatura fra anima e piatto superiore ci si può ricondurre ad un dettaglio di categoria 125 (=92MPa).

La verifica è soddisfatta.

Table 8.2: Welded built-up sections

Detail category	Constructional detail	Description	Requirements
125		Continuous longitudinal welds: 1) Automatic butt welds carried out from both sides.	Details 1) and 2): No stop/start position is permitted except when the repair is performed by a specialist and inspection is carried out to verify the proper execution of the repair.
112		2) Automatic fillet welds. Cover plate ends to be checked using detail 6) or 7) in Table 8.5.	
112		3) Automatic fillet or butt weld carried out from both sides but containing stop/start positions.	
112		4) Automatic butt welds made from one side only, with a continuous backing bar, but without stop/start positions.	4) When this detail contains stop/start positions category 100 to be used.
100		5) Manual fillet or butt weld.	5), 6) A very good fit between the flange and web plates is essential. The web edge to be prepared such that the root face is adequate for the achievement of regular root penetration without break-out.
100		6) Manual or automatic butt welds carried out from one side only, particularly for box girders	
100		7) Repaired automatic or manual fillet or butt welds for categories 1) to 6).	7) Improvement by grinding performed by specialist to remove all visible signs and adequate verification can restore the original category.
80		8) Intermittent longitudinal fillet welds.	8) Δσ based on direct stress in flange.
71		9) Longitudinal butt weld, fillet weld or intermittent weld with a cope hole height not greater than 60 mm. For cope holes with a height > 60 mm see detail 1) in Table 8.4	9) Δσ based on direct stress in flange.
125		10) Longitudinal butt weld, both sides ground flush parallel to load direction. 100% NDT	
112		10) No grinding and no start/stop	
90		10) with start/stop positions	
140		11) Automatic longitudinal seam weld without stop/start positions in hollow sections	11) Free from defects outside the tolerances of EN 1090. Wall thickness t ≤ 12,5 mm.
125		11) Automatic longitudinal seam weld without stop/start positions in hollow sections	11) Wall thickness t > 12,5 mm.
90		11) with stop/start positions	

For details 1 to 11 made with fully mechanized welding the categories for automatic welding apply.

Table 8.3: Transverse butt welds

Detail category	Constructional detail	Description	Requirements
112		Without backing bar: 1) Transverse splices in plates and flats. 2) Flange and web splices in plate girders before assembly. 3) Full cross-section butt welds of rolled sections without cope holes. 4) Transverse splices in plates or flats tapered in width or in thickness, with a slope $\leq 1/4$ .	-All welds ground flush to plate surface parallel to direction of the arrow. -Weld run-on and run-off pieces to be used and subsequently removed, plate edges to be ground flush in direction of stress. -Welded from both sides; checked by NDT. Detail 3): Applies only to joints of rolled sections, cut and rewelded.
90		5) Transverse splices in plates or flats. 6) Full cross-section butt welds of rolled sections without cope holes. 7) Transverse splices in plates or flats tapered in width or in thickness with a slope $\leq 1/4$ . Translation of welds to be machined notch free.	-The height of the weld convexity to be not greater than 10% of the weld width, with smooth transition to the plate surface. -Weld run-on and run-off pieces to be used and subsequently removed, plate edges to be ground flush in direction of stress. -Welded from both sides; checked by NDT. Details 5 and 7: Welds made in flat position.
90		8) As detail 3) but with cope holes.	-All welds ground flush to plate surface parallel to direction of the arrow. -Weld run-on and run-off pieces to be used and subsequently removed, plate edges to be ground flush in direction of stress. -Welded from both sides; checked by NDT. -Rolled sections with the same dimensions without tolerance differences.
80		9) Transverse splices in welded plate girders without cope hole. 10) Full cross-section butt welds of rolled sections with cope holes. 11) Transverse splices in plates, flats, rolled sections or plate girders.	-The height of the weld convexity to be not greater than 20% of the weld width, with smooth transition to the plate surface. -Weld not ground flush -Weld run-on and run-off pieces to be used and subsequently removed, plate edges to be ground flush in direction of stress. -Welded from both sides; checked by NDT. Detail 10: The height of the weld convexity to be not greater than 10% of the weld width, with smooth transition to the plate surface.
63		12) Full cross-section butt welds of rolled sections without cope hole.	-Weld run-on and run-off pieces to be used and subsequently removed, plate edges to be ground flush in direction of stress. -Welded from both sides.

**7.3.5.4. Traversi principali**

Per le lastre ortotrope con irrigidimenti longitudinali aperti, la normativa prevede inoltre la verifica dello sforzo dei traversi in corrispondenza delle saldature degli irrigidimenti.

Per tale verifica è necessario valutare la variazione di sforzo equivalente, secondo la relazione:

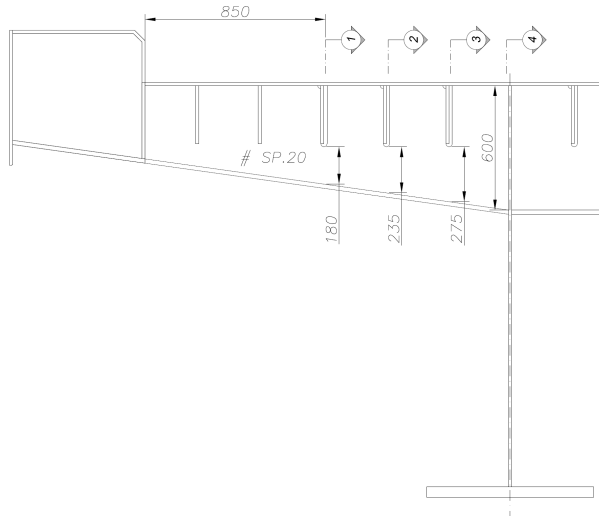
$$\Delta\sigma_{eq} = \frac{1}{2} \left( \Delta\sigma + \sqrt{\Delta\sigma^2 + 4\Delta\tau^2} \right)$$

con:

$$\Delta\sigma = \frac{\Delta M}{W_{net,s}}$$

$$\Delta\tau = \frac{\Delta V}{A_{w,net,s}}$$

In corrispondenza dello sbalzo di luce maggiore si effettuano le verifiche nelle sezioni indebolite e si sono ottenuti i seguenti valori di variazione di sforzo:



Sezione	1	2	3	4	
distanza dal cordolo	0,85	1,15	1,45	1,75	m
hw	0	235	275	600	mm
b collaborante	1200	1800	2400	3000	mm
$\Delta V$	120	125	130	135	kN
$\Delta M$	59	109	161	214	kNm
$\Delta\tau$	31	27	24	11	MPa
$\Delta\sigma$	13	18	20	21	MPa
$\Delta\sigma_{eq}$	38	37	36	26	MPa

Tabella 7.9 – Variazioni tensioni equivalenti nei traversi (valori relativi ai Gauss points) -

Prendendo in considerazione le Table 8.2 di UNI EN 1993-1-9, tipicamente una saldatura fra traverso e irrigidimento longitudinale si può considerare appartenente alla categoria 56.

La verifica è soddisfatta.

Table 8.9: Orthotropic decks – open stringers

Detail category	Constructional detail	Description	Requirements
80		1) Connection of longitudinal stringer to cross girder.	1) Assessment based on the direct stress range $\Delta\sigma$ in the stringer.
71			
56		2) Connection of continuous longitudinal stringer to cross girder. $\Delta\sigma = \frac{\Delta M_x}{W_{eff,s}}$ $\Delta\tau = \frac{\Delta V_x}{A_{v,net,s}}$ Check also stress range between stringers as defined in EN 1993-2.	2) Assessment based on combining the shear stress range $\Delta\tau$ and direct stress range $\Delta\sigma$ in the web of the cross girder, as an equivalent stress range: $\Delta\sigma_{eq} = \frac{1}{2} (\Delta\sigma + \sqrt{\Delta\sigma^2 + 4\Delta\tau^2})$

#### 7.4. DEFORMAZIONI IMPALCATO E CONTROMONTE DI COSTRUZIONE

Per la verifica del massimo spostamento verticale si considerano i coefficienti di \* tali valori si riferiscono ai carichi distribuiti) Tabella 7.4 per le verifiche SLE.

Dall'analisi ad elementi finiti si deducono i valori degli spostamenti verticali massimi in mezzera alla campata, suddivisi per le diverse condizioni di carico considerate. Nella tabella seguente si riassumono i risultati ottenuti.

	Trave 1	Trave 2	Trave 3	Trave 4	Media
carichi g1	-17,2	-15,4	-15,4	-16,1	-16,0
carichi g2	-9,7	-9,1	-8,7	-8,4	-9,0
carichi g2	-1,7	-1,1	-1,1	-1,5	-1,4
carichi ε3 (max)	16,5	17,4	17,4	16,5	17,0
carichi ε3 (min)	-11,9	-12,6	-12,6	-11,9	-12,3
MASSIMA DA PERMANENTI	-40,5	-38,2	-37,8	-37,9	-38,6
	L/888	L/942	L/952	L/949	L/932
carichi q e Q (R envelope max)	-47,9	-31,8	-17,9	-5,2	-25,7
carichi q e Q (R envelope min)	-18,2	-11,9	-6,4	-1,2	-9,4
carichi q e Q (Mt envelope max)	-46,6	-27,2	-10,1	-1,7	-21,4
carichi q e Q (Mt envelope min)	-17,6	-10,4	-4,0	5,2	-6,7
MASSIMA DA ACCIDENTALI	-47,9	-31,8	-17,9	-5,2	-25,7
	L/751	L/1139	L/2011	L/6923	L/1400
freccia MAX (*)	-48,4	-40,0	-15,7	-3,1	-24,3
	L/743	L/900	L/2292	L/11612	L/1481

(\*) già depurata della contromonta

Tabella 7.10 - Deformazioni linea d'asse travi [mm] -

Per garantire la livelletta prevista dal tracciato stradale, è necessario prevedere una contromonta per gli impalcati in semplice appoggio, in modo che la struttura sottoposta ai carichi permanenti più il 50% dei carichi accidentali, abbia spostamenti tali da riportarla nella configurazione di progetto.

$$c_{mezzera} = f_{pp} + f_{perm} + 0,5f_{acc} = 16,0 + 10,4 + \frac{25,7}{2} @40mm$$

Considerando la distribuzione di carichi che massimizza la torsione sull'impalcato, si valuta la rotazione per effetto dei carichi eccentrici. Fra le due estremità dell'impalcato si determina uno spostamento relativo pari a 71 mm a cui corrisponde un angolo di rotazione (rispetto all'orizzontale) pari a  $J = 0,3389 deg$ .

Per tale rotazione globale si ottiene una contropendenza dello 0,59%, inferiore alla pendenza trasversale della pavimentazione (2,5%) e tale da garantire il drenaggio delle acque.

Localmente, in prossimità del cordolo ed in corrispondenza dei traversi per lo sbalzo esterno (L=1,75m) si ha un abbassamento totale di 16,5 mm, di cui il 21% è dovuto ai carichi permanenti e il rimanente è dovuto ai carichi accidentali. Tale abbassamento corrisponde a 2L/212.

## 7.5. ANALISI E VERIFICHE LOCALI

### 7.5.1. Verifica di resistenza tramite modello globale

L'analisi locale del cassone in acciaio ed in particolare della sua lastra ortotropica, dei traversi e degli irrigidimenti longitudinali, è stata eseguita con riferimento al modello globale ed i carichi permanenti e variabili locali.

In particolare si eseguono sia la verifica associata all'effetto del carico "tandem" 4 x150 kN (Schema di carico 1) su impronte di carico 0,40x0,40m a cui è associata la stesa di carico da 9kN/m<sup>2</sup>, entrambi già comprensivi dei coefficienti dinamici, che quella con 2 carichi concentrati da 200 kN (Schema di carico 2) su impronta 0,35x0,60m e scartamento 2,0m. I carichi si considerano diffusi a 45° nello spessore della pavimentazione di 5cm.

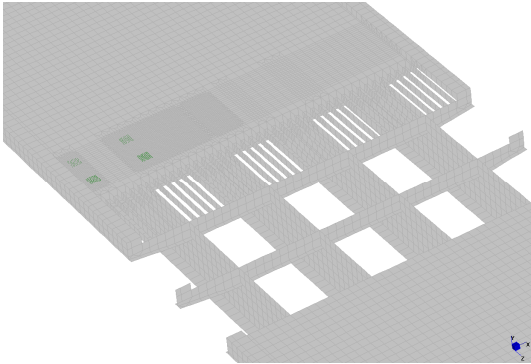


Figura 7.23 - CC1: SC1 sbalzo -

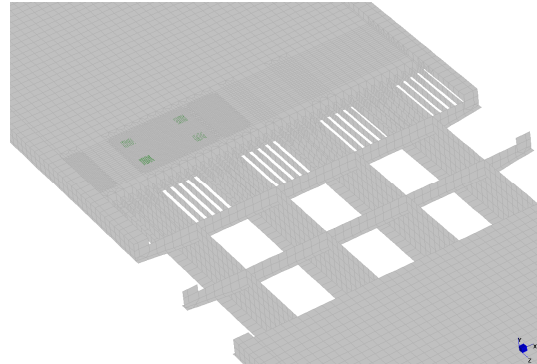


Figura 7.24 - CC2: SC1 con risultante centrata in mezziera al campo lastra -

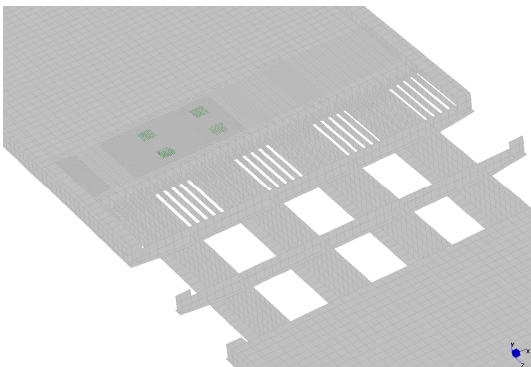


Figura 7.25 - CC3: SC1 con 2 impronte centrate in mezziera al campo lastra -

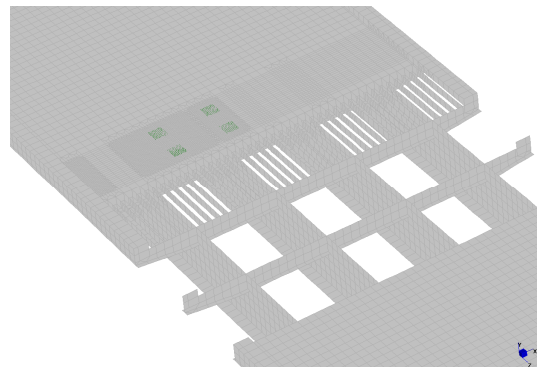


Figura 7.26 - CC4: SC1 con risultante centrata rispetto anima -

Associati ai carichi tandem dello Schema di Carico 1 vi è anche la stesa di carico  $q_1$  disposta a scacchiera per massimizzare le azioni.

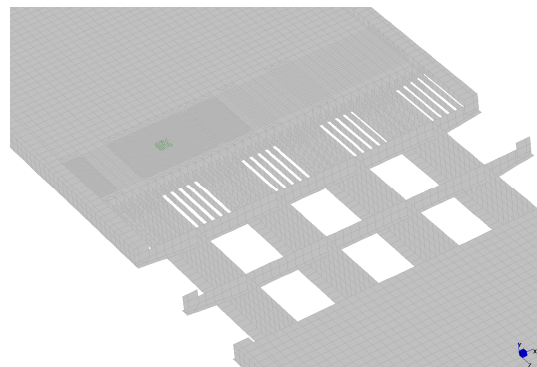
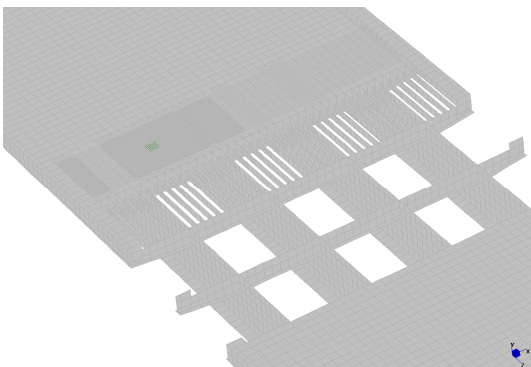




Figura 7.27 - CC5: SC3 posizionato tra due irrigidimenti -

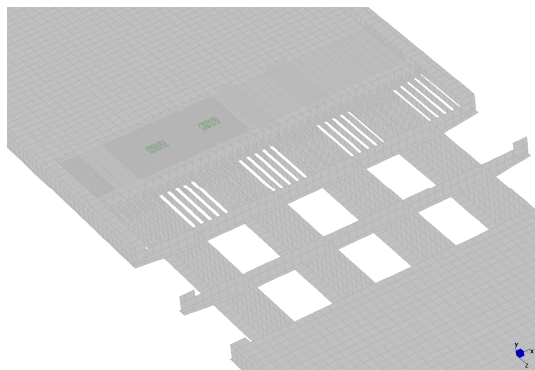


Figura 7.28 - CC6: SC3 posizionato in asse ad un irrigidimento -

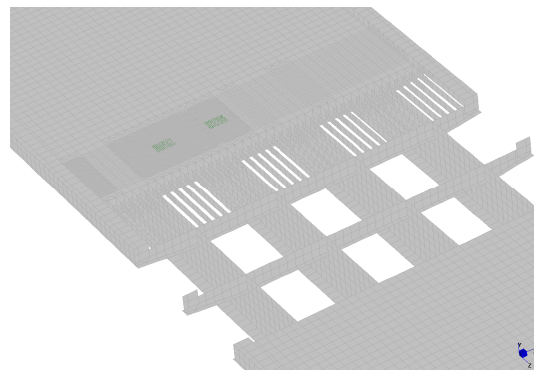


Figura 7.29 - CC7: SC2 con impronte posizionate tra due irrigidimenti -

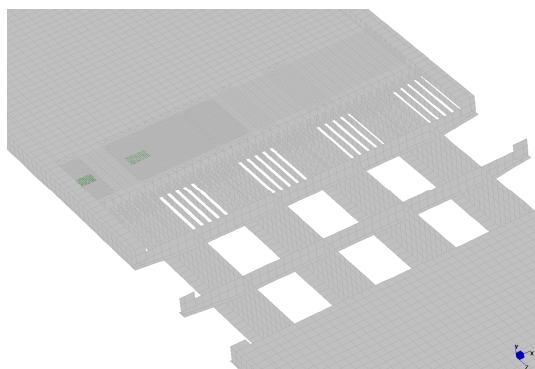


Figura 7.30 - CC8: SC2 con impronte posizionate in asse agli irrigidimenti -

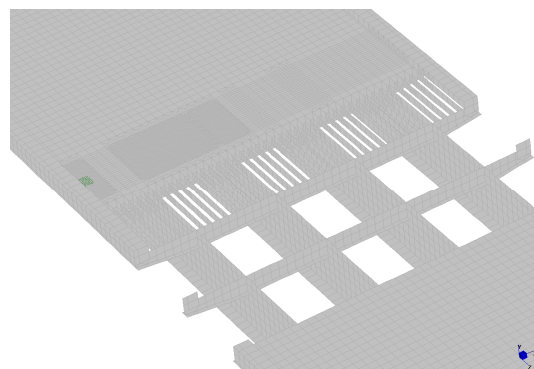


Figura 7.31 - CC9: SC2 posizionato in prossimità del cordolo -

Figura 7.32 - CC10: SC3 posizionato in prossimità del cordolo -

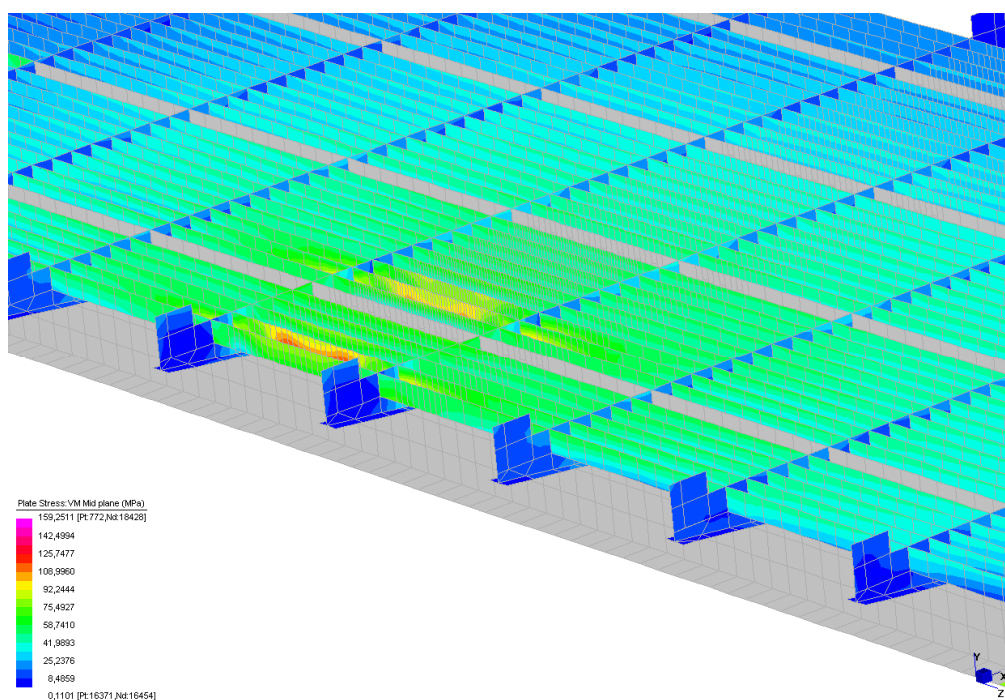


Figura 7.33 - CC1 -

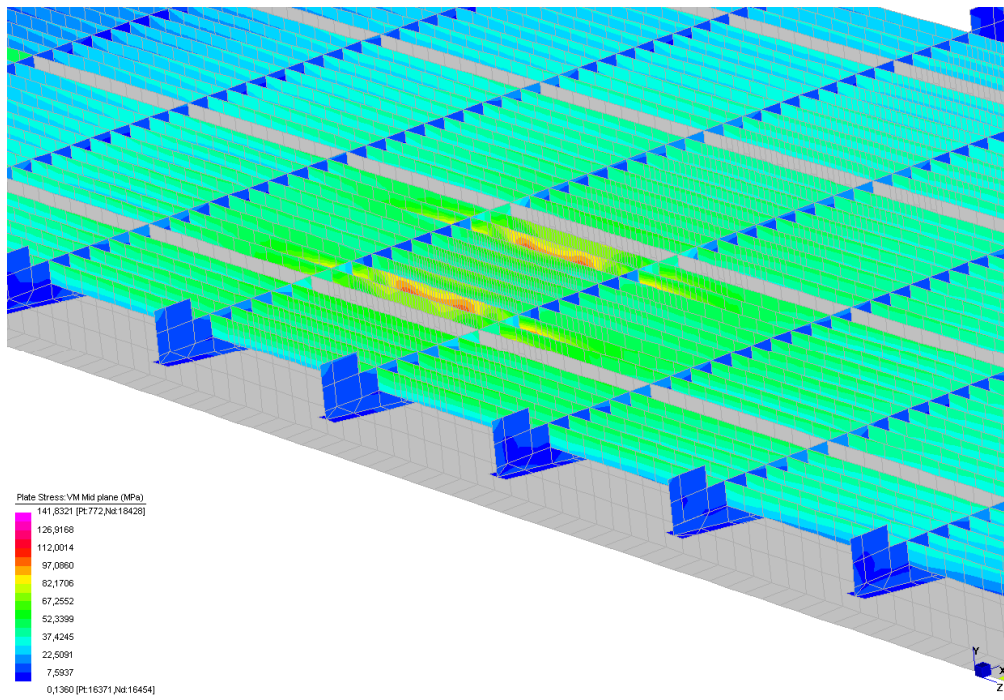


Figura 7.34 - CC2 -

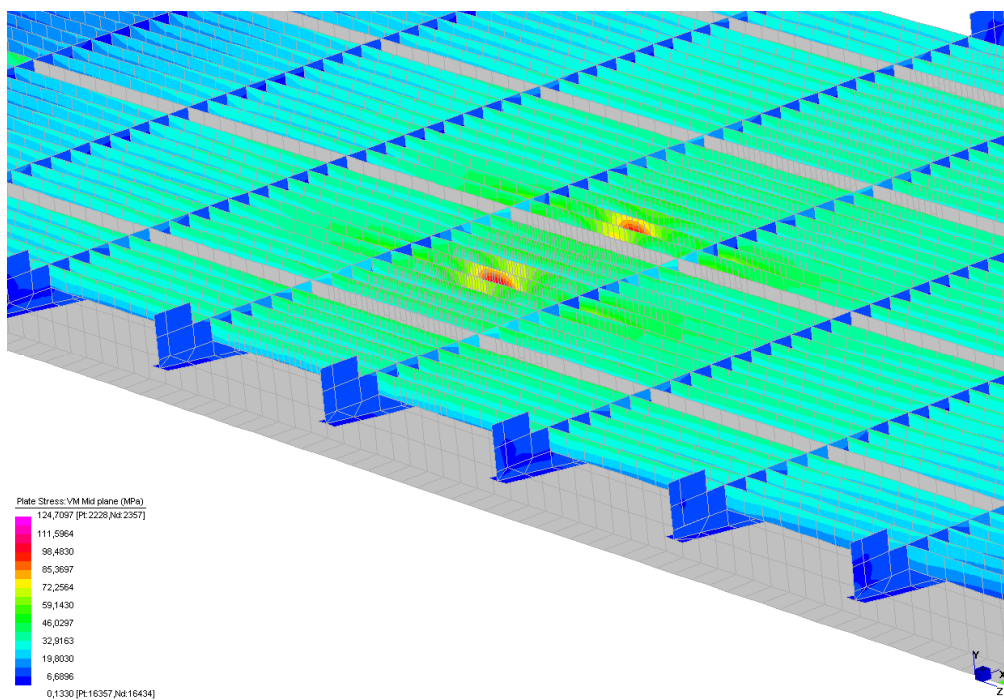


Figura 7.35 - CC8 -



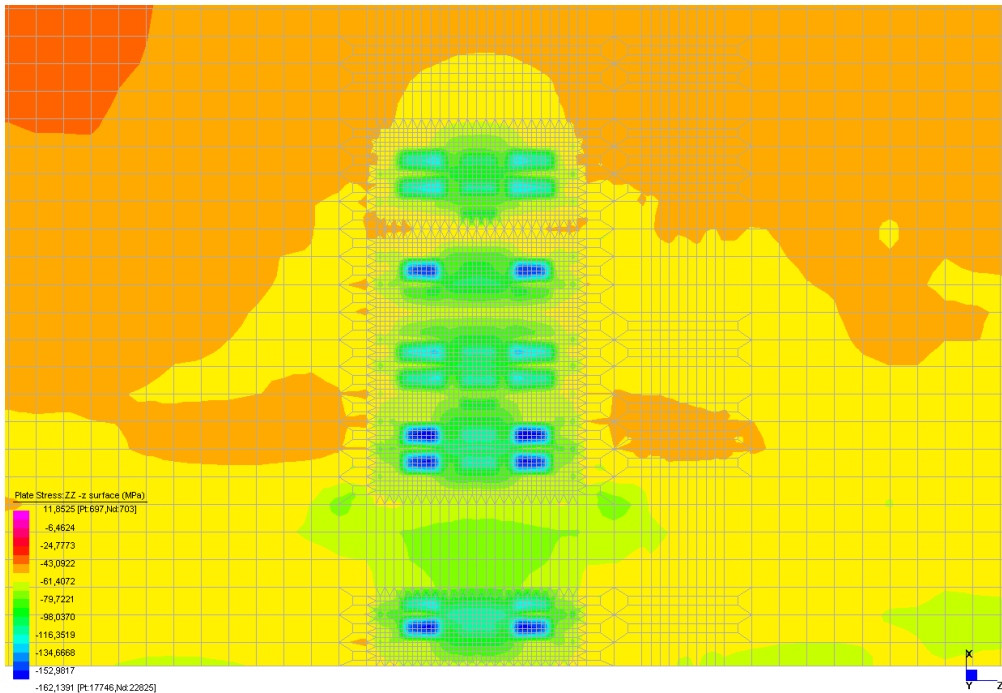


Figura 7.36 - Sforzi direzione longitudinale lastra superiore (min envelope) -

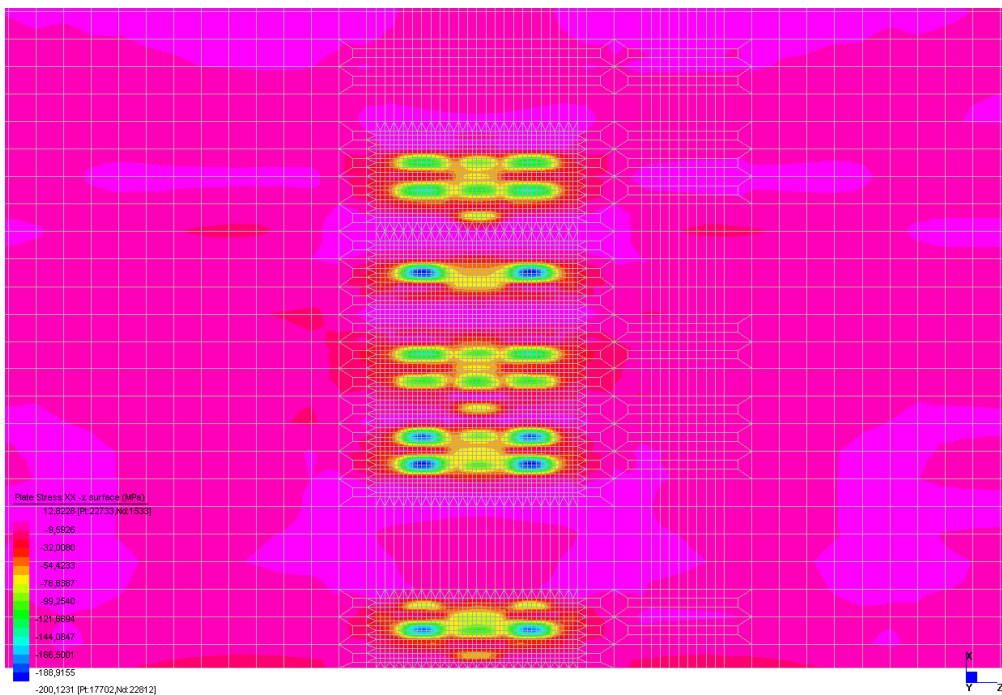


Figura 7.37 - Sforzi direzione trasversale lastra superiore (min envelope) -

### 7.5.2. Verifica di resistenza lastra superiore mediante modello parziale

L'analisi locale del cassone in acciaio ed in particolare della sua lastra ortotropica superiore è stata eseguita con riferimento ad un volume rappresentativo alle estremità della quale è stato applicato il regime di sforzo globale più penalizzante (sezione di massimo momento in campata) ed i carichi permanenti e variabili locali.

In particolare si eseguono sia la verifica associata all'effetto del carico "tandem" 4 x150 kN (Schema di carico 1) su impronte di carico 0,40x0,40m a cui è associata la stesa di carico da 9kN/m<sup>2</sup>, entrambi

già comprensivi dei coefficienti dinamici, che quella con 2 carichi concentrati da 200 kN (Schema di carico 2) su impronta 0,35x0,60m e scartamento 2,0m. I carichi si considerano diffusi a 45° nello spessore della pavimentazione di 5cm.

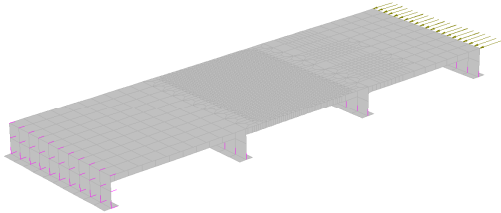


Figura 7.38 - Modello di un campo di lastra ortotropa: effetti globali -

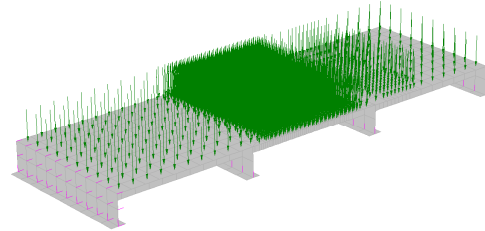


Figura 7.39 - Modello di un campo di lastra ortotropa: p.p. locale + carico permanente locale -

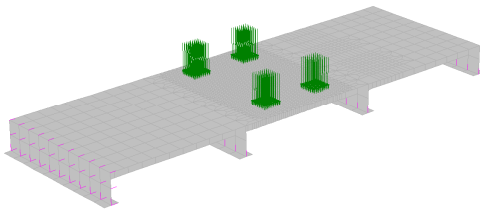


Figura 7.40 - Modello di un campo di lastra ortotropa: Sch.1 impronte di carico locali (4\*Q1k=4\* 150 kN) -

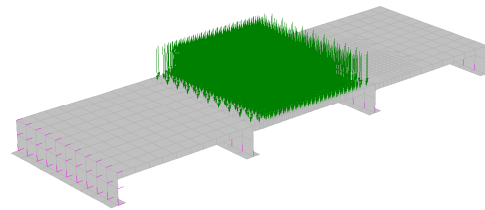


Figura 7.41 - Modello di un campo di lastra ortotropa: Sch. 1 stesa di carico (q1k=9 kN/mq) -

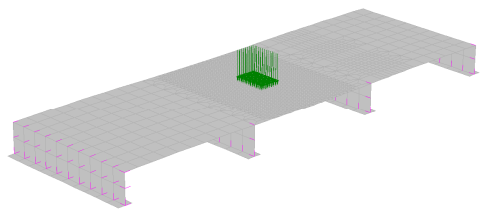


Figura 7.42 - Modello di un campo di lastra ortotropa: Sch. 2 impronte di carico locali (2\*Q2k=2\* 200 kN) -

Il modello di calcolo prende in considerazione una striscia significativa della lastra ortotropa laterale (compresa tra le due anime laterali), supportata trasversalmente dai traversi posti a passo 3m ed in semplice appoggio laterale sui correnti superiori. Sul modello di lastra viene applicato lo sforzo membranale massimo ottenuto da un'analisi statica lineare con il modello globale. La massima compressione valutata in esercizio risulta  $\sigma_{\max} = 70$  MPa SLU (spessore di lastra  $s = 16$  mm) associata alla condizione più gravosa dovuta ai carichi di Schema 1.

Si esegue sul modello un'analisi non lineare, assegnando alla lastra un'imperfezione iniziale con la forma indicata nel grafico e ampiezza pari a

$$e_0 = L_{\text{campo}}/200 = 15 \text{ mm.}$$

Il massimo sforzo di compressione che risulta dalle analisi è pari a 158 MPa < 250 MPa.

La verifica è soddisfatta.

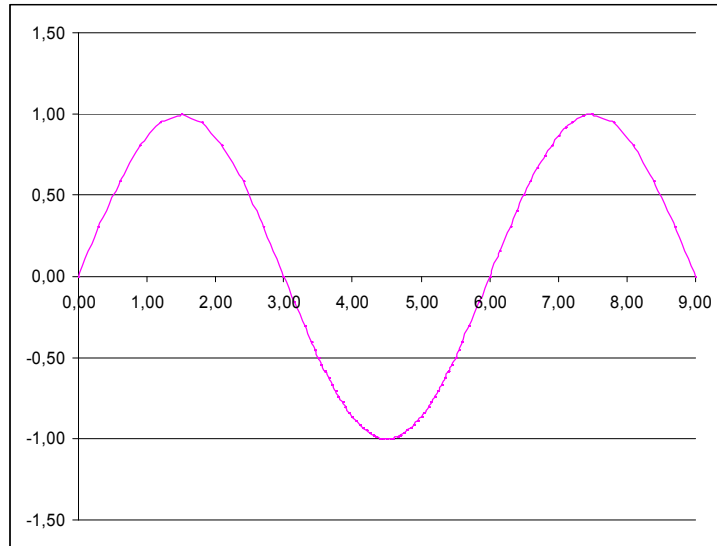


Figura 7.43 - Forma dell'imperfezione -

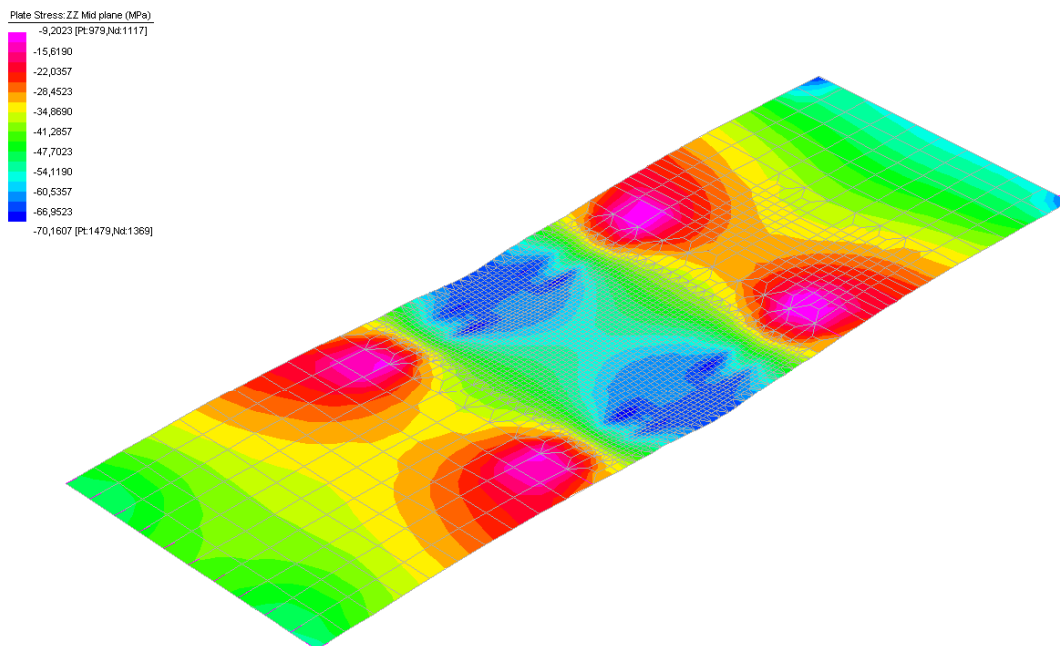


Figura 7.44 - Sforzi SLU 2°ordine direzione longitudinale nella lastra superiore -

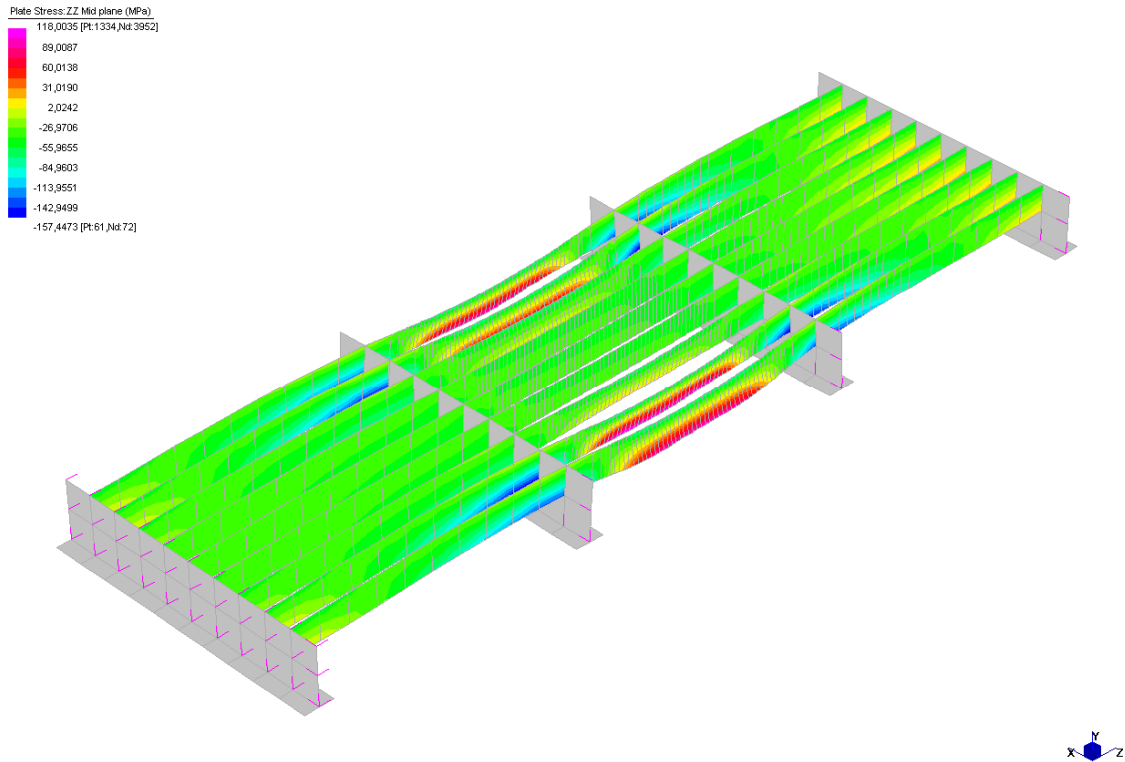


Figura 7.45 - Sforzi SLU 2°ordine negli irrigidimenti longitudinali -

Nei conci centrali del modello globale per la stessa condizione di carico appena considerata si ottiene, mediante una analisi statica lineare, valori negli irrigidimenti longitudinali leggermente inferiori, poiché nel modello parziale si trascura il contributo del comportamento a piastra.

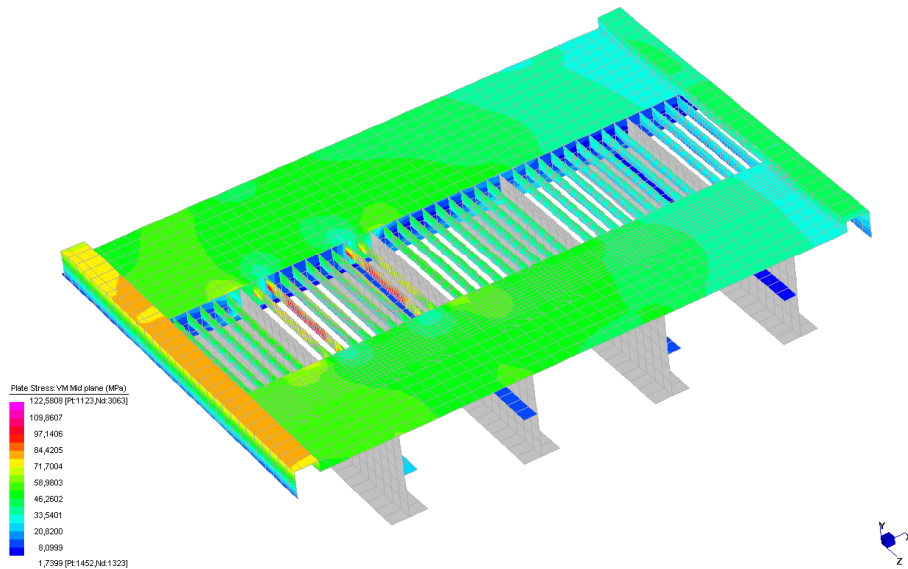


Figura 7.46 - Sforzi SLU negli irrigidimenti longitudinali modello globale CC2 (VM) -

### 7.5.3. Verifica sbalzo lastra ortotropa in corrispondenza del giunto

L'analisi locale del cassone in acciaio ed in particolare della mensola di sbalzo di estremità cassone in corrispondenza del giunto di dilatazione, è stata eseguita con riferimento ad un volume rappresentativo.

In particolare si eseguono sia la verifica associata all'effetto dello schema di carico 2, che presenta due carichi concentrati da 200 kN su impronta 0,35x0,60m e scartamento 2,0m, che quella con il carico da 150 kN su impronta 0,40x0,40m (Schema di carico 3). I carichi si considerano diffusi a 45° nello spessore della pavimentazione di 5cm e sono già comprensivi degli effetti dinamici per pavimentazioni di media rugosità.

Il modello di calcolo prende in considerazione una striscia significativa della lastra ortotropa di estremità oltre il traverso (compresa tra le due anime laterali), supportata trasversalmente dai traversi posti a passo 3m.

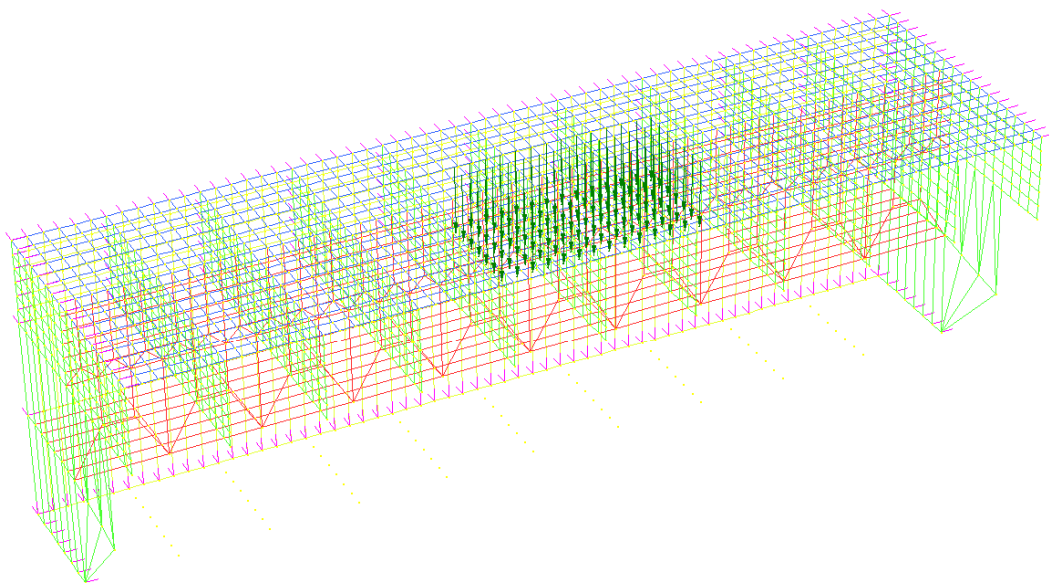


Figura 7.47 - Modello campo di lastra ortotropa a sbalzo in corrispondenza dei giunti con Schema di carico 2 -

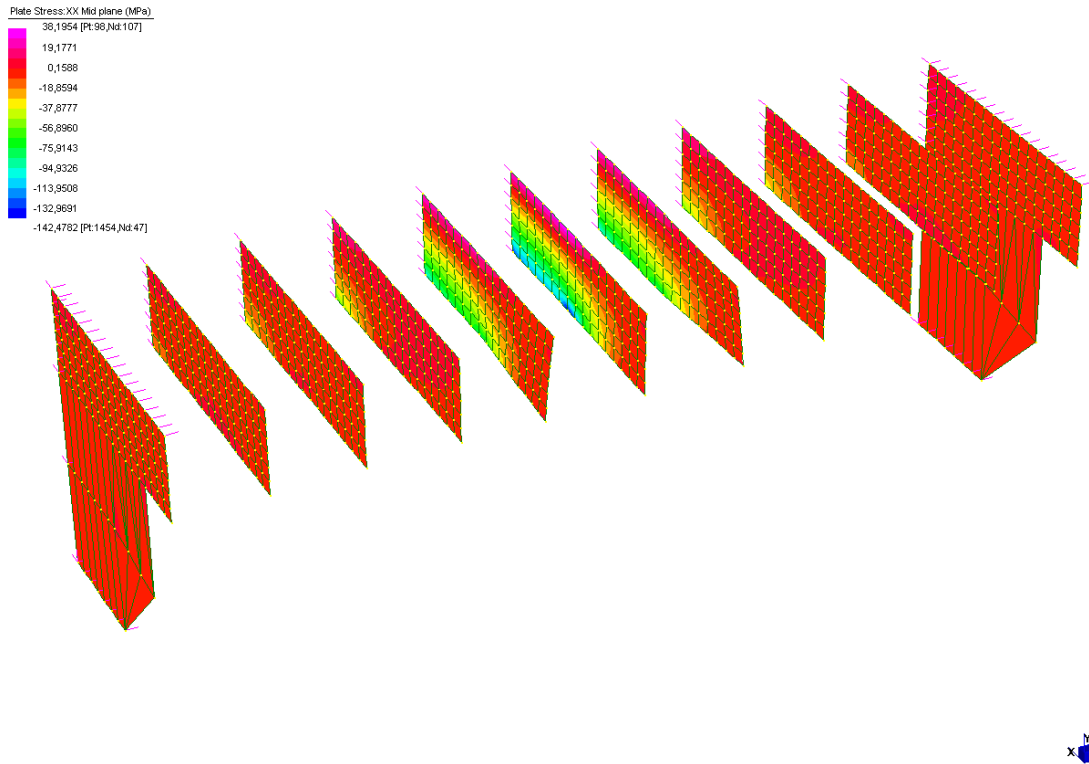


Figura 7.48 - Sforzi xx SLU in direzione longitudinale negli irrigidimenti -

Si esegue sul modello anche un'analisi di Buckling considerando come condizione di carico iniziale quella rappresentata nella figura precedente, ottenendo un moltiplicatore del carico pari a  $\lambda = 15,6$ .

Tale moltiplicatore è associato all'instabilità fuori piano dell'irrigidimento longitudinale della lastra ortotropa direttamente caricata.

Tale valore del moltiplicatore dei carichi, risulta maggiore di 10 volte il carico ultimo, pertanto si possono escludere fenomeni di instabilità negli irrigidimenti longitudinali in corrispondenza del giunto di pavimentazione.

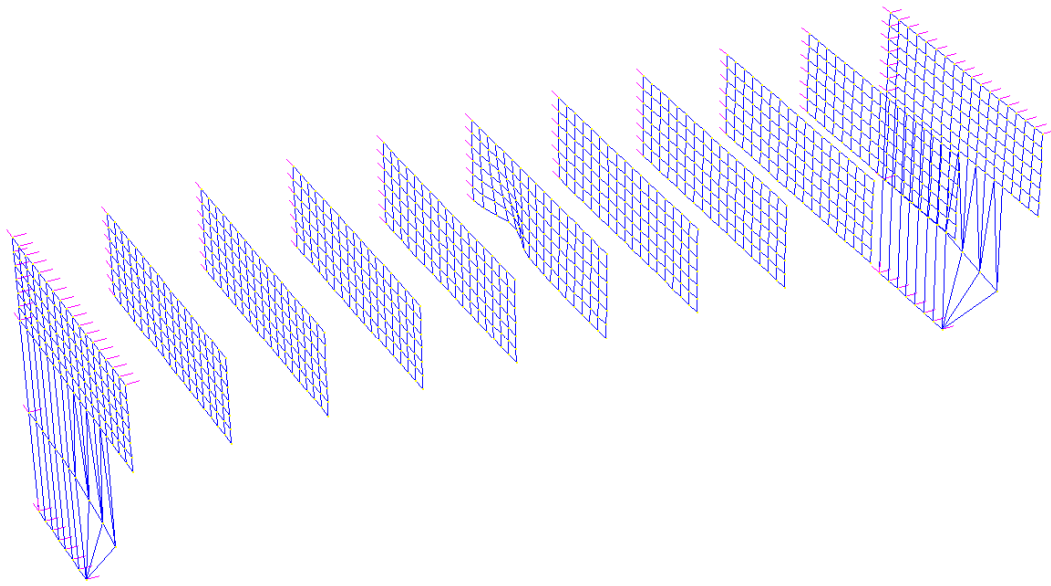


Figura 7.49 - Deformazione corrispondente all'instabilità fuori piano associata ad un  $\lambda = 15,6$  il carico SLU -

#### 7.5.4. Verifica traversi

L'analisi locale del cassone in acciaio ed in particolare dei traversi, è stata eseguita con riferimento ad un volume rappresentativo.

In particolare si eseguono sia la verifica associata all'effetto dello schema di carico 2, che presenta due carichi concentrati da 200 kN su impronta 0,35x0,60m e scartamento 2,0m, che quella con il carico da 150 kN su impronta 0,40x0,40m (Schema di carico 3). I carichi si considerano diffusi a 45° nello spessore della pavimentazione di 5cm e sono già comprensivi degli effetti dinamici per pavimentazioni di media rugosità.

Il modello di calcolo prende in considerazione una striscia significativa della lastra ortotropa di estremità di larghezza 3 m e supportata dalle anime.

La modellazione tiene altresì in considerazione le interruzioni del traverso in corrispondenza del passaggio degli irrigidimenti longitudinali.

Applicando lo schema di carico 1 a cavallo del traverso, si verifica che le tensioni allo SLU risultano inferiori a quelle di progetto anche nelle sezioni ridotte in corrispondenza degli intagli eseguiti per far proseguire gli irrigidimenti longitudinali.

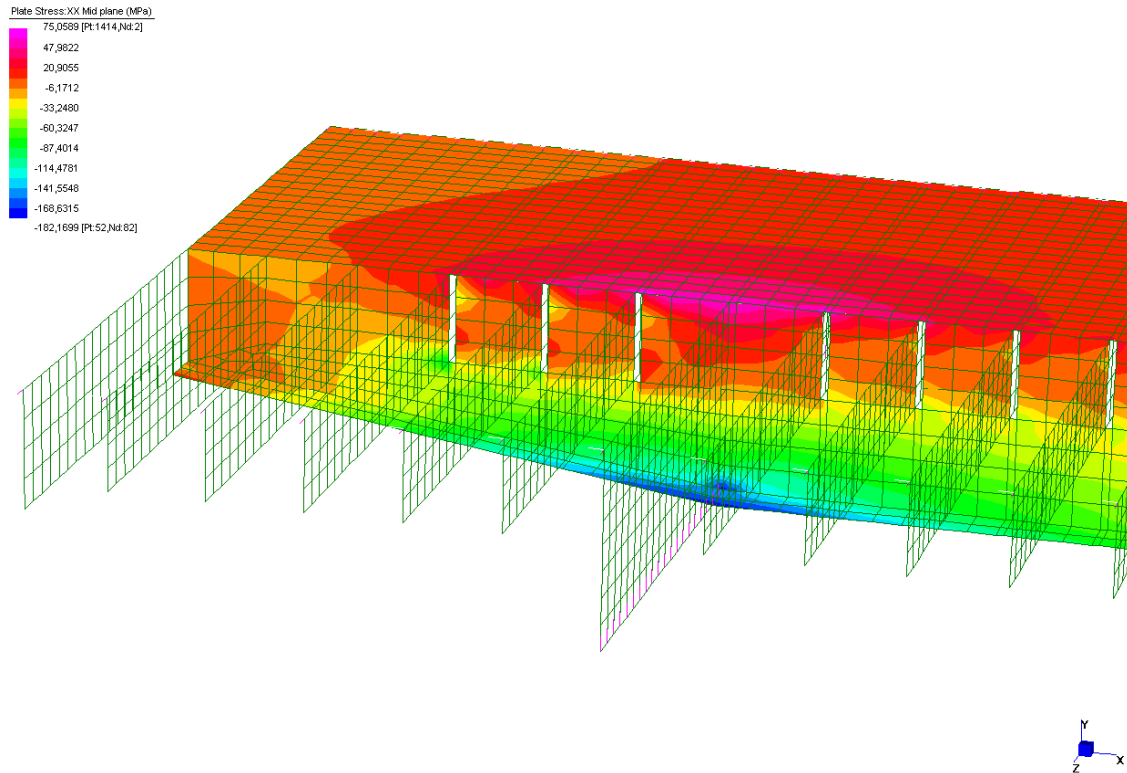


Figura 7.50 - Sforzi xx SLU in direzione longitudinale al traverso -

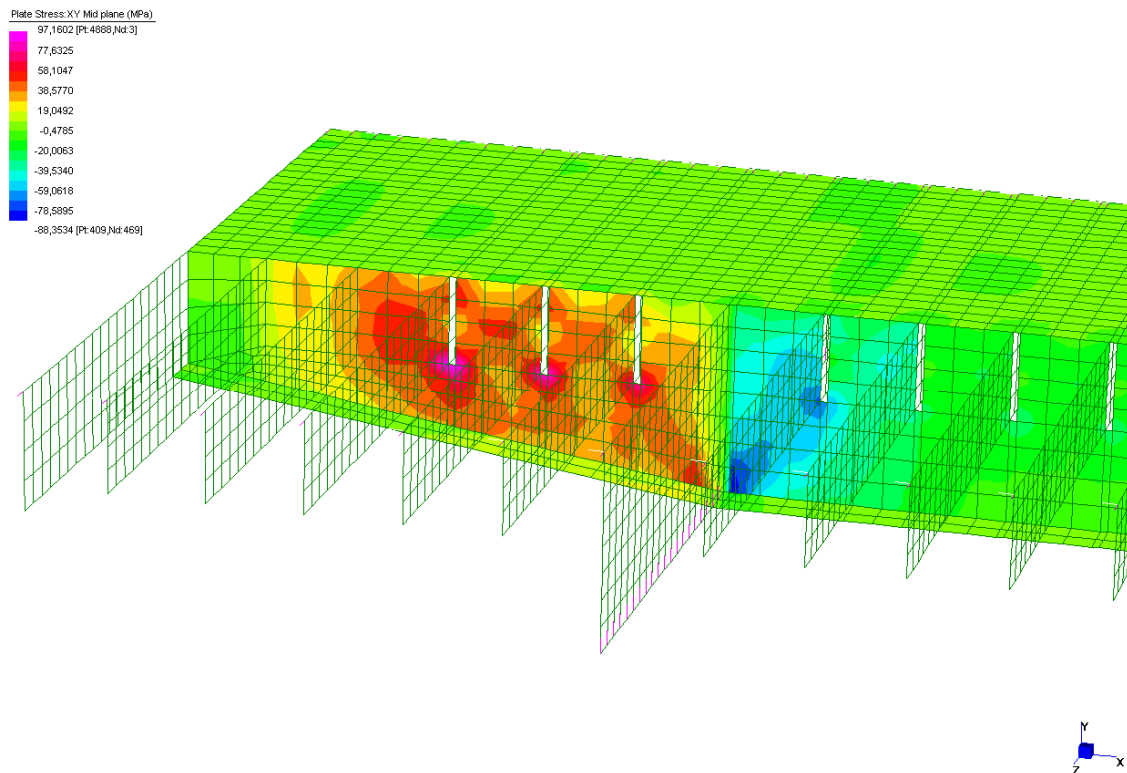


Figura 7.51 - Sforzi di taglio nel piano xy SLU nel traverso -



### 7.5.5. Verifica urto di veicoli in svio

Per una barriera di tipo H4, il livello di contenimento ammesso è pari a  $L_c \geq 572 \text{ kJ}$ .

Secondo i documenti CEN/TC 226 N 185 E e CEN/TC 226 N 187 E del 30/04/1995, tale livello di contenimento può essere ricondotto ad una forza statica equivalente.

La forza media che si sviluppa durante la collisione può essere valutata facendo un bilancio energetico tra l'energia cinetica posseduta dal veicolo al momento dell'impatto e il lavoro che compie la forza laterale agente nel baricentro del veicolo.

Le prove di omologazione di tali barriere (UNI EN 1317-2) prevedono l'urto di un mezzo di massa pari a 31.500kg che impatta ad una velocità di 65km/h e con un angolo di 20° rispetto il senso di marcia.

$$v = 65 \text{ km/h} = 18,06 \text{ m/s}$$

$$m = 31.500 \text{ kg}$$

$$\alpha = 20^\circ$$

L'energia cinetica del veicolo vale:

$$E = \frac{1}{2} m \cdot v^2 = \frac{1}{2} \cdot 31.500 \cdot (18,06 \cdot \sin(20)) ^2 = 600924 \text{ Nm}$$

Tale energia deve essere bilanciata del lavoro che compie la forza laterale che agisce sul baricentro del veicolo e pari a  $W_n = \bar{F} \cdot u_n$ , pertanto la Forza media statica equivalente vale:

$$\bar{F} = E / u_n = 600924 \text{ Nm} / 2,40 \text{ m} = 250.385 \text{ N} = 25 \text{ ton}$$

Per valutare tale forza si è ipotizzato uno spostamento laterale  $u_n$  pari 2,40 m che corrisponde ad una classe di livello operativa W8 ( $W \leq 2,50 \text{ m}$ ).

La barriera bordo ponte H4 viene realizzata con montanti costituiti da profili HE 100B, i quali sono caratterizzati da un modulo di resistenza plastico pari a  $W_{pl} = 104,2 \text{ cm}^3$ .

La tensione di snervamento per dell'acciaio CorTen A (S355J0WP) con gli spessori in gioco vale  $f_{yk(5\%)} = 345 \text{ MPa}$ .

A favore della sicurezza si prende a riferimento la resistenza caratteristica di snervamento dell'acciaio al frattile superiore al 95% ottenendo un momento di plasticizzazione pari a:

$$M_{pl} = W_{pl,HE100A} \cdot f_{y(95\%)} = 104,2 \text{ cm}^3 \cdot (1,1 \cdot 345) \text{ MPa} = 39,544 \text{ kNm}$$

Assumendo una applicazione della forza in corrispondenza del baricentro dell'onda del sicurvia che si trova mediamente a 78 cm dall'estradosso dell'impalcato si ottiene un braccio rispetto alla base del montante sul cordolo di circa 50 cm (altezza cordolo 15 cm), pertanto il taglio plastico associato tale momento vale:

$$T_{pl} = M_{pl} / 50 \text{ cm} = 79,088 \text{ kN}$$

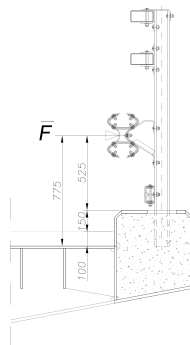


Figura 7.52 - Geometria del cordolo e barriera H4 -

La massima forza agente alla base dei sostegni della barriera, può essere valutata con un coefficiente moltiplicativo di 2,50, in tal modo si ha la garanzia di essere lontani dallo snervamento del cordolo in caso di svio dei veicoli.

$$\begin{cases} F_{\max} = T_{pl} \cdot 2,50 = 197,72 \text{ kN} \\ M_{\max} = M_{pl} \cdot 2,50 = 98,86 \text{ kNm} \end{cases}$$

La verifica del collegamento del montante sul cordolo e quella del cordolo stesso, verrà effettuata con tale coppia di azioni.

Considerando l'azione globale  $\bar{F} = 250 \text{ kN}$  generata in caso di urto e il  $T_{pl} = 79 \text{ kN}$  che può incassare un singolo montante della barriera, si evince che in caso di collisione vengono interessati minimo tre sostegni.

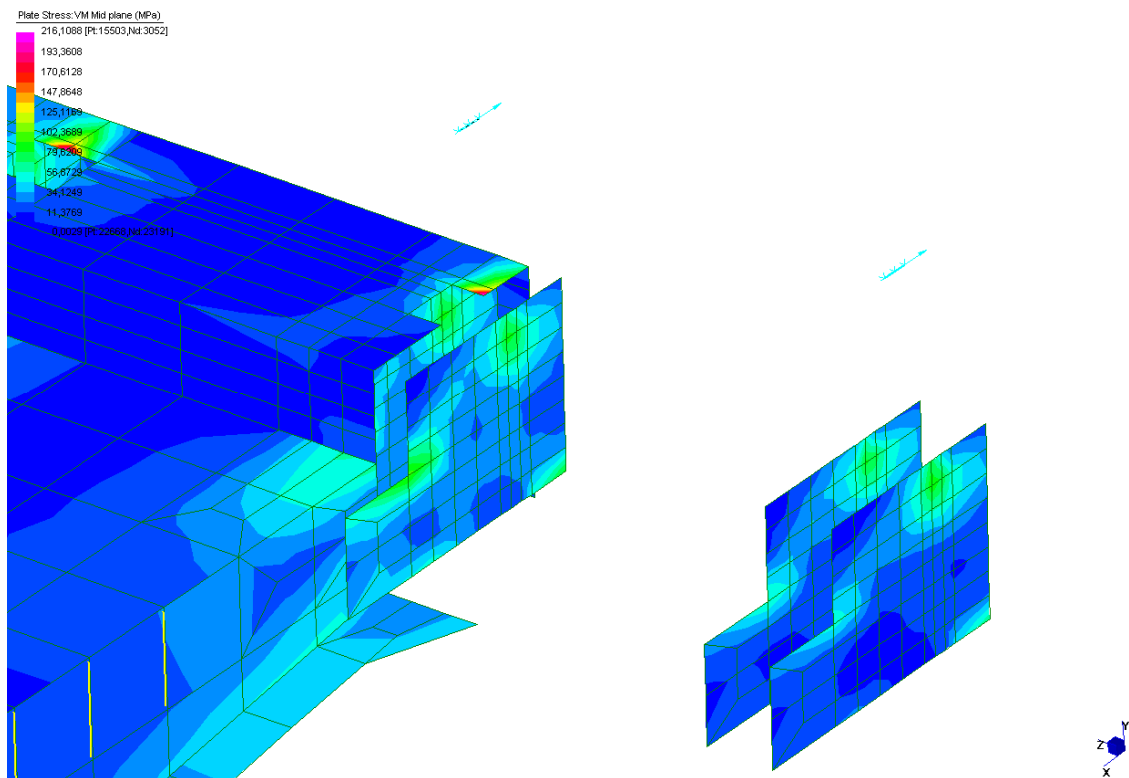


Figura 7.53 - Sforzi di Von Mises nei fazzoletti di irrigidimento cordolo (URTO) -

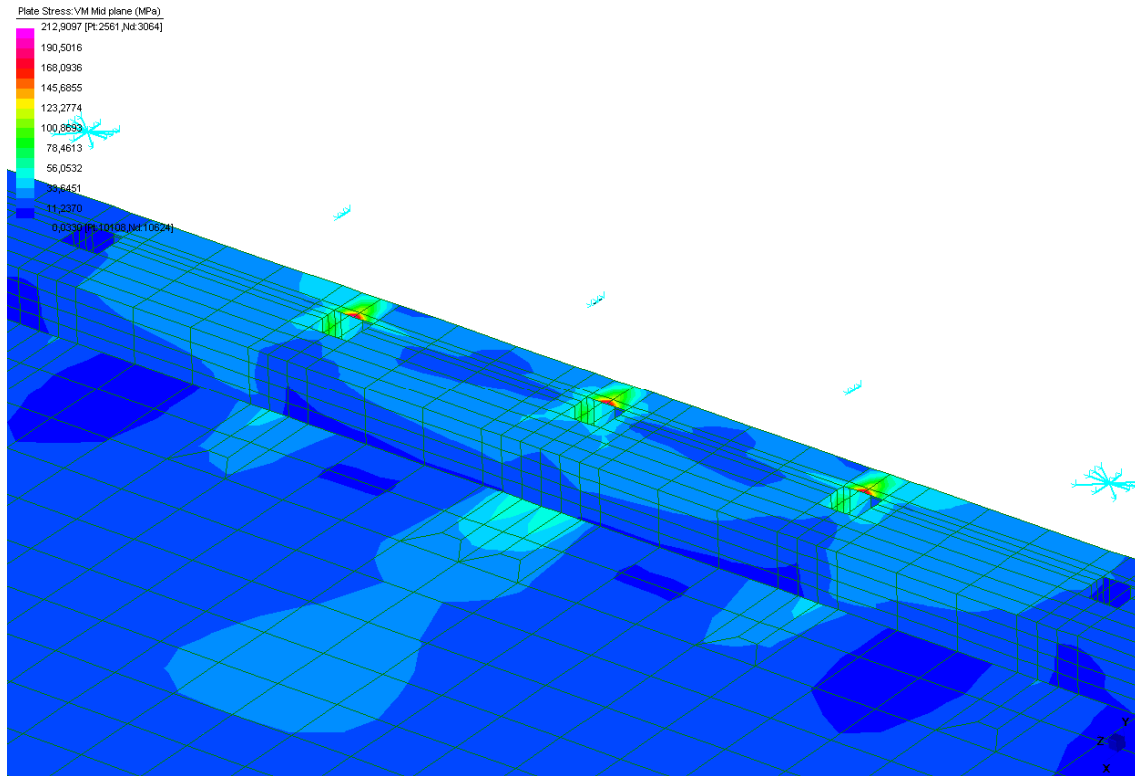


Figura 7.54 - Sforzi di Von Mises nella combinazione di carico eccezionale -

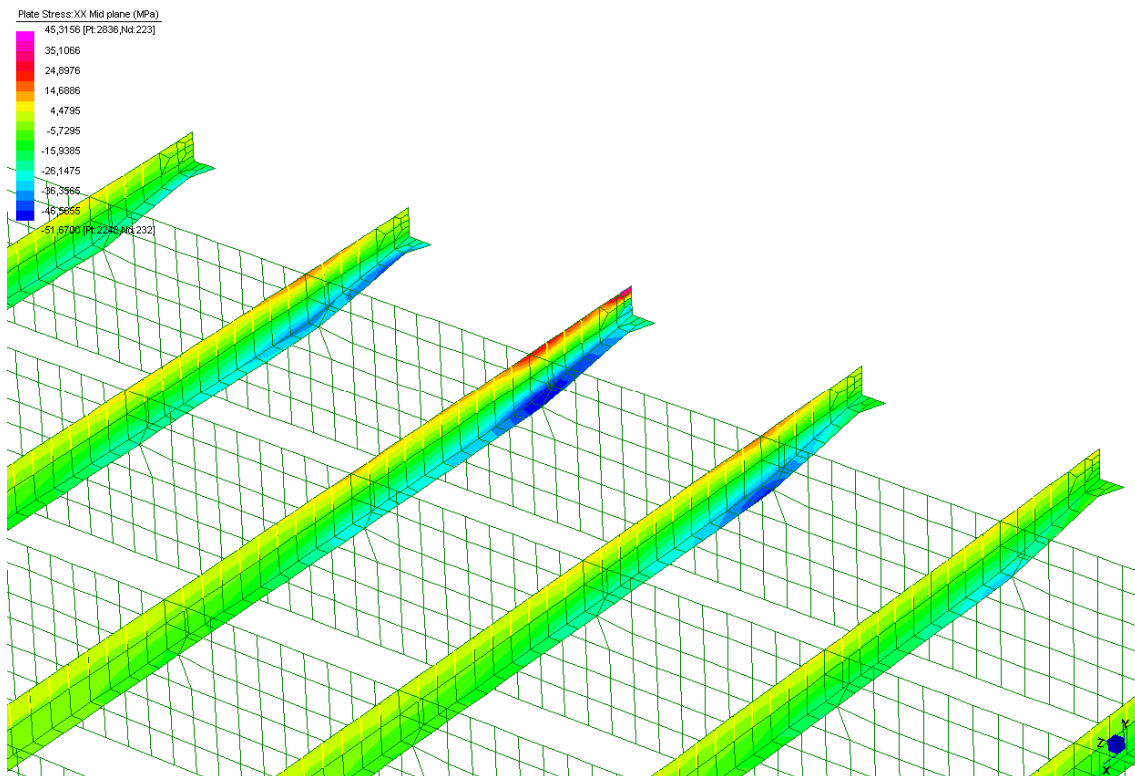


Figura 7.55 - Sforzi xx nella combinazione di carico eccezionale -

In corrispondenza della barriera integrata sicurezza-antirumore (montanti costituiti da profili HE 160A) si ipotizza una medesima capacità dissipativa, pertanto non vengono riproposte le verifiche.

### 7.5.6. Verifica fase di sostituzione degli apparecchi di appoggio

Durante la fase di sostituzione degli apparecchi di appoggio, vengono utilizzati martinetti di sollevamento posizionati in prossimità degli apparecchi stessi (vedi elaborati grafici).

In tale fase non sono considerati presenti i carichi accidentali da traffico bensì i soli mezzi necessari al sollevamento e alla mobilitazione degli apparecchi da sostituire.

E' stata eseguita una analisi ad elementi finiti ipotizzando la sostituzione di tutti gli apparecchi d'appoggio di un allineamento. Per praticità, ma a favore di sicurezza, i mezzi per il sollevamento sono stati considerati equivalenti al carico distribuito dello schema 1 oppure il carico tandem. Le sollecitazioni nei traversi sono della medesima entità e indicate nelle figure seguenti.

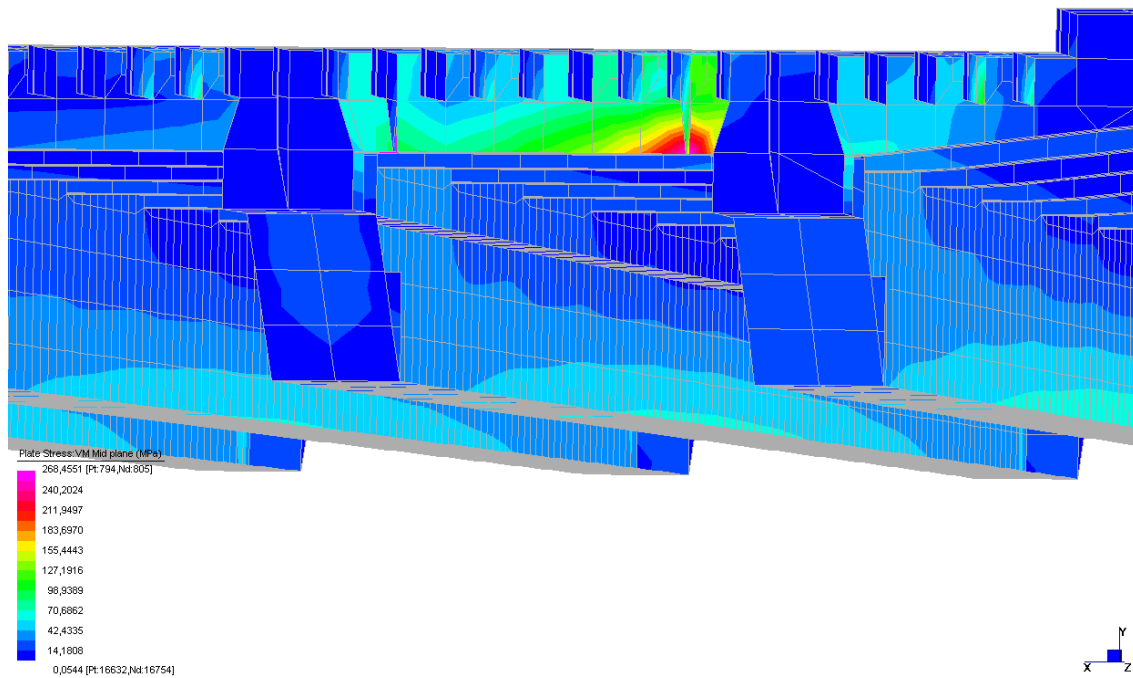


Figura 7.56 - Sforzi di Von Mises SLU traverso di appoggio sostituzione appoggi -

La massima sollecitazione allo stato limite ultimo sui martinetti è pari a circa 2500 kN .

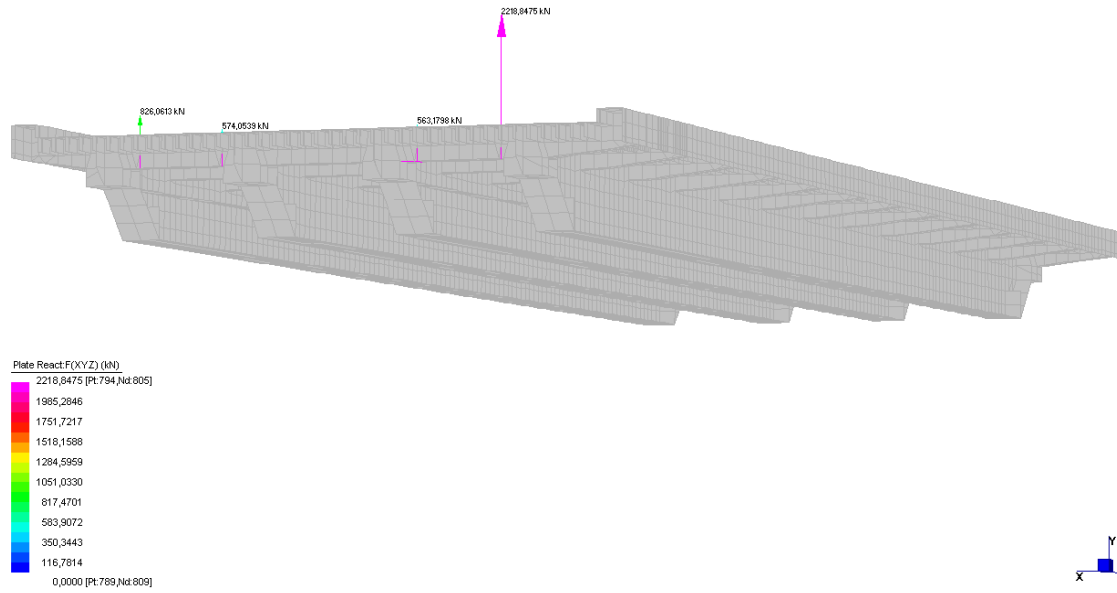


Figura 7.57 - Reazioni SLU in corrispondenza dei martinetti di sollevamento per sostituzione appoggi -

## 7.6. APPARECCHI D'APPOGGIO

### 7.6.1. Azioni sugli appoggi

Le massime azioni di taglio e torsione valutate all'estremità dell'impalcato sono le azioni che globalmente interessano il sistema di apparecchi di appoggio. Su ciascun traverso sono presenti quattro apparecchi di appoggio in neoprene armato pertanto multidirezionali.

Le azioni del vento (in condizioni statiche) e le azioni sismiche coinvolgono pertanto tutti gli apparecchi di appoggio.

L'interasse fra gli apparecchi di appoggio è pari a  $i = 3,00 m$ .

Nel seguito vengono riportati i valori caratteristici delle azioni che si ottengono sui singoli apparecchi di appoggio:

	<u>Verticale</u>	<u>Longitudinale</u>	<u>Trasversale</u>
<b>PP</b>	<b>372 kN</b>	-	-
<b>Perm</b>	<b>250 kN</b>	-	-
<b>Variabile - Sch. C. 1</b>	<b>1200 kN (191 kN)</b>	-	-
<b>Frenamento</b>	<b>±9 kN</b>	<b>67 kN</b>	<b>16 kN</b>
<b>Vento</b>	<b>+17/-11 kN</b>	<b>13 kN</b>	<b>46 kN</b>
<b>Temperatura</b>	<b>±65(*)</b>	<b>57 kN</b>	-
<b>Urto</b>	-	<b>172 kN</b>	<b>63 kN</b>
<b>SISMA</b>	<b>682 kN</b>	<b>152 kN</b>	<b>103 kN</b>

(\* valori negativi in corrispondenza delle travi interne T2 e T3)

Tabella 7.11 - Azioni trasmesse dall'impalcato al sistema di appoggi [CAR]-

Vista la tipologia di appoggi (neoprene armato) anche tutte le azioni orizzontali producono uno spostamento in direzione longitudinale, in particolare le azioni/coazioni globali che si producono sono le seguenti:

**Temperatura**  $21mm \cdot 2690kN / m = 57kN$  (interessati 8 appoggi);

**Urto**  $250kN \cdot 1 / tg(20^\circ) = 687kN$  (interessati 4 appoggi).

Tali azioni vengono combinate secondo i coefficienti riportati nella tabella seguente.

		Perm.		Def. Imp.	Carichi mobili						
		g1	g2	ε3	Gr1	Gr2	q5 neve	q5 vento	q6	q7	q8
SLU	U I-1	1,35	1,5	1,2x0,6	1,35	0	0	1,5x0,6	0	1,5(0)	0
	U I-2	1,35	1,5	1,2x0,6	0	1,35	0	1,5x0,6	0	1,5(0)	0
	U II-1	1,35	1,5	1,2x0,6	1,35x0,75 (1,35x0,4)*	0	0	1,5	0	1,5(0)	0
	U II-2	1,35	1,5	1,2x0,6	0	1,35x0,75 (1,35x0,4)*	0	1,5	0	1,5(0)	0
	U III-1	1,35	1,5	1,2	1,35x0,75 (1,35x0,4)*	0	0	1,5x0,6	0	1,5(0)	0
	U III-2	1,35	1,5	1,2	0	1,35x0,75	0	1,5x0,6	0	1,5(0)	0

						(1,35x0,4)*					
	SISMA	1	1	0,5	0,2	0	0	0	1	0	0
	URTO	1	1	0,5	1	0	0	0	0	0	1
SLE	F I-1	1	1	0,6	1	0	0	0,6	0	1(0)	0
	F I-2	1	1	0,6	0	1	0	0,6	0	1(0)	0
	F II-1	1	1	0,6	0,75 (0,4)*	0	0	1	0	1(0)	0
	F II-2	1	1	0,6	0	0,75 (0,4)*	0	1	0	1(0)	0
	F III-1	1	1	1	0,75 (0,4)*	0	0	0,6	0	1(0)	0
	F III-2	1	1	1	0	0,75 (0,4)*	0	0,6	0	1(0)	0

Si riportano in i valori massimi delle azioni sui singoli apparecchi d'appoggio:

<b>SLE</b>		<b>SLU</b>	
V	1872 kN	V	2560 kN
H <sub>l</sub>	85 kN	H <sub>l</sub>	150 kN
H <sub>t</sub>	58 kN	H <sub>t</sub>	86 kN
<b>SISMA</b>		<b>URTO</b>	
V	715 kN	V	540 kN
H <sub>l</sub>	160 kN	H <sub>l</sub>	200 kN
H <sub>t</sub>	103 kN	H <sub>t</sub>	63 kN

Tabella 7.12 - Azioni totali agenti sui singoli apparecchi di appoggio -

### 7.6.2. Spostamenti longitudinali sugli appoggi

In condizioni di esercizio, la variazione termica uniforme genera, in corrispondenza degli apparecchi di appoggio, un allungamento complessivo dell'impalcato di entità (a favore di sicurezza viene considerata la possibilità di compiere tutta l'escursione termica per ciascun giunto):

$$d_T = \pm 21 \text{ mm}$$

Vista la tipologia di appoggi (neoprene armato) anche tutte le azioni orizzontali producono uno spostamento in direzione longitudinale:

$$\text{Frenamento (long.):} \quad d_{Fr} = 493 \text{ kN} \times \frac{1}{8} \times \frac{1}{2690 \text{ kN/m}} = \pm 23 \text{ mm}$$

$$\text{Vento (long.):} \quad d_{V,l} = 91 \text{ kN} \times \frac{1}{8} \times \frac{1}{2690 \text{ kN/m}} = \pm 4,3 \text{ mm}$$

$$\text{Urto (long.)} \quad d_{U,l} = 687 \text{ kN} \times \frac{1}{4} \times \frac{1}{2690 \text{ kN/m}} = \pm 63,9 \text{ mm}$$

e/o trasversale:

$$\text{Vento (trasv.):} \quad d_{V,t} = 364 \text{ kN} \times \frac{1}{8} \times \frac{1}{2690 \text{ kN/m}} = \pm 17,0 \text{ mm}$$

$$\text{Urto (trasv.)} \quad d_{U,t} = 250 \text{ kN} \times \frac{1}{4} \times \frac{1}{2690 \text{ kN/m}} = \pm 23,3 \text{ mm}$$

In condizioni sismiche, i massimi spostamenti longitudinale e trasversale valgono:

$$d_{E,l} = \pm 56 \text{ mm}$$

$$d_{E,t} = \pm 38 \text{ mm}$$

essendo  $d_E$  il valore ottenuto dal modello di calcolo per  $q = 1$ .

Tali spostamenti sono calcolati come media aritmetica dei valori ottenuti dalle analisi con i 3 accelerogrammi compatibili con lo spettro elastico di progetto (cfr. §6.4.2).

Lo spostamento di progetto in condizioni SLU si ricava dalle seguenti combinazioni:

$$d_{Ed} = d_E + 0,5 \times d_T$$

$$d_{Frd} = 1,35 \times d_{Fr} + 0,6 \times d_T + 0,6 \times d_V$$

$$d_{Td} = 1,20 \times d_T + 0,6 \times d_V$$

$$d_{Ud} = d_U + 0,5 \times d_T$$

dove  $d_T$ ,  $d_{Fr}$  e  $d_V$  sono quelli definiti all'inizio del presente paragrafo. Si noti che i valori di spostamento dovuti all'effetto sismico rappresentano già gli spostamenti relativi tra impalcato e stampelle, ottenuti mediante analisi del modello completo.

	<b>Longitudinale</b>	<b>Trasversale</b>
$d_{Ed}$	$56 + 0,5 \times 21 = \pm 66,5 \text{ mm}$	$\pm 38 \text{ mm}$
$d_{Frd}$	$1,35 \cdot 23 + 0,6 \cdot 21 + 0,6 \cdot 4,3 = \pm 47 \text{ mm}$	-
$d_{Td}$	$1,2 \cdot 21 = \pm 28 \text{ mm}$	-
$d_{Vd}$	$1,35 \times 4,3 = \pm 6 \text{ mm}$	$1,35 \times 17,0 = \pm 23 \text{ mm}$
$d_{Ud}$	$63,9 + 0,5 \times 21 = \pm 75 \text{ mm}$	$\pm 24 \text{ mm}$

Tabella 7.13 - Spostamenti di progetto in condizioni SLU -

### 7.6.3. Caratteristiche tecniche

Si riportano in tabella le caratteristiche tecniche minime richieste per gli apparecchi di appoggio:

<b>SLU/SISMA/URTO</b>	
$V_{slu}$	<b>2560 kN</b>
$V_{sisma}$	<b>750 kN</b>
$H_{long}$	<b>180 kN</b>
$H_{trasv}$	<b>110 kN</b>
$d_{long}$	<b><math>\pm 80 \text{ mm}</math></b>
$d_{trasv}$	<b><math>\pm 40 \text{ mm}</math></b>

Tabella 7.14 - Caratteristiche appoggi -



### 7.7. FASI COSTRUTTIVE

Lo schema di rimozione delle campate sospese in c.a.p., e di varo delle nuove campate in acciaio è riportato nella tavola S06.

Si prevede di effettuare le lavorazioni sulle due carreggiate in tempi successivi in modo tale da garantire in ogni fase la viabilità ordinaria su un'intera carreggiata che potrà accogliere un massimo di 3 corsie (di larghezza ridotta).

Nel seguito si riporta lo schema relativo le fasi costruttive dell'opera, nel quale le operazioni indicate si intendono ricorsive fino al completamento della semicarreggiata.

#### INTERVENTO CARREGGIATA SUD

##### PRE-FASE 1)

- Scarifica completa per asportazione asfalto sull'intera carreggiata sud;

##### FASE 1)

- Demolizione travi T8 e T7 impalcato esistente;
- Messa in opera sequenziale conci 1 impalcato in acciaio con sostituzione apparecchi d'appoggio;
- Demolizione cordolo esterno stampelle mediante idrodemolizione soletta e posa nuovo cordolo in acciaio;
- Allargamento cordolo spalla;
- Posa giunti provvisori impalcato;

##### FASE 2)

- Demolizione travi T6 e T5 impalcato esistente;
- Sostituzione apparecchi d'appoggio e predisposizione dispositivi di collegamento impalcato;
- Posa in opera sequenziale conci 2 impalcato in acciaio;
- Saldatura in opera per assiemaggio conci;
- Demolizione cordolo interno stampelle mediante idrodemolizione soletta e posa nuovo cordolo in acciaio;
- Posa giunti dilatazione definitivi;

#### INTERVENTO CARREGGIATA NORD

##### PRE-FASE 3)

- Scarifica completa per asportazione asfalto sull'intera carreggiata nord;

##### FASE 3)

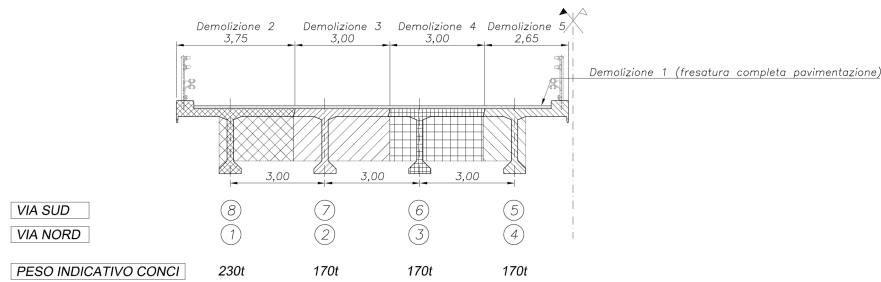
- Demolizione travi T1 e T2 impalcato esistente;
- Messa in opera sequenziale conci 1 impalcato in acciaio con sostituzione apparecchi d'appoggio;
- Demolizione cordolo esterno stampelle mediante idrodemolizione soletta e posa nuovo cordolo in acciaio;
- Allargamento cordolo spalla;
- Posa giunti provvisori impalcato;

##### FASE 4)

- Demolizione travi T3 e T4 impalcato esistente;
- Sostituzione apparecchi d'appoggio e posa dispositivi di collegamento impalcato;
- Posa in opera sequenziale conci 2 impalcato in acciaio;
- Saldatura in opera per assiemaggio conci;
- Demolizione cordolo interno stampelle mediante idrodemolizione soletta e posa nuovo cordolo in acciaio;
- Posa giunti dilatazione definitivi;

Le specifiche di sezionamento dell'impalcato esistente sono riportate nella figura seguente:

## DETTAGLIO SEZIONAMENTO IMPALCATO PER LA MOVIMENTAZIONE



N.B. Preventiva fresatura completa per asporto pavimentazione delle campate relative la carreggiata in lavorazione

Figura 7.58 - Dettaglio sezionamento impalcato per la movimentazione -

La “filosofia” di tali sezionamenti segue i seguenti punti:

- preventiva fresatura di tutta la carreggiata in fase di lavorazione in modo tale da ridurre sia i carichi permanenti portati dalle strutture sia i carichi da mobilitare;
- le posizioni di sezionamento intendono riprendere la posizione delle riprese di getto fra le travi e la soletta di completamento del progetto originario;
- il concio comprensivo della trave T8/T1 che risulta essere quello di peso maggiore viene trasportato sulla parte rimanente di impalcato costituito da 3 travi, mentre gli altri conci di peso minore vengono mobilitati sui semi-impalcato costituiti da 2 travi portanti siano esse in acciaio o in c.a.p.;
- il peso indicativo di un automezzo con rimorchio atto a trasportare i conci da 38m di lunghezza si è valutato nell'ordine delle 80 ton da distribuire su una lunghezza di 40m (tale peso sarà da verificare in fase esecutiva);

Il peso indicativo dei conci risulta essere pertanto:

	T8 / T1	T7 / T2	T6 / T3	T5 / T4	Concio 1 acciaio	Concio 2 acciaio
Peso indicativo conci	230 t	170 t	170 t	170 t	132 t	136 t

Per valutare la fattibilità della mobilitazione di tali conci si è fatta una analogia con i carichi da traffico di progetto, facendo riferimento per la struttura esistente al D.M. 90 e per le nuove strutture alle NTC 2008.

Mediante i coefficienti di Courbon si è valutato il carico massimo che agisce sulle travi, ed in particolare su quella più caricata della struttura esistente, per effetto delle azioni da traffico.

Il coefficiente di ripartizione si ottiene con la seguente espressione :

$$K_i^e = \frac{1}{n} \pm \frac{e \cdot d_i}{\sum_1^n d_i^2}$$

dove:

- n = numero di travi;
- e = eccentricità del carico;
- d<sub>i</sub> = distanza delle travi dal baricentro.

Oltre ai carichi da traffico con il loro relativo coefficiente dinamico, è stato considerato anche il beneficio dovuto all'asportazione della pavimentazione per uno spessore medio di 15cm (peso complessivo di 136t).

	e [m]	T1	T2	T3	T4	
d [m]		4,5	1,5	-1,5	-4,5	
d2		20,25	2,25	2,25	20,25	45
Pavimentazione	0	0,250	0,250	0,250	0,250	
Corsia1	3,5	0,600	0,367	0,133	-0,100	1
Corsia2	0	0,250	0,250	0,250	0,250	1
Corsia3	-3,5	-0,100	0,133	0,367	0,600	1

Tabella 7.15 - Coefficienti di Courbon configurazione carichi DM90 -

		T8/T1	T7/T2	T6/T3	T5/T4	Media
	[t]	[t]	[t]	[t]	[t]	[t]
Pavimentazione	136	34	34	34	34	34
Corsia1	159	95	58	21	-16	
Corsia2	79	20	20	20	20	
Corsia3	56	-6	7	20	33	
	294	109	85	61	37	73
		143	119	95	71	107

	1,23
--	------

Tabella 7.16 - Carichi massimi indicativi travi configurazione DM90 -

Analogamente è stato fatto considerando le azioni da traffico previste delle NTC 2008:

	e [m]	T1	T2	T3	T4	
d [m]		4,5	1,5	-1,5	-4,5	
d2		20,25	2,25	2,25	20,25	45
Pavimentazione	0	0,250	0,250	0,250	0,250	
Corsia1	4,75	0,725	0,408	0,092	-0,225	1
Corsia2	1,75	0,425	0,308	0,192	0,075	1
Corsia3	-1,25	0,125	0,208	0,292	0,375	1
Corsia4	-4,25	-0,175	0,108	0,392	0,675	1

Tabella 7.17 - Coefficienti di Courbon configurazione carichi NTC2008 -

		T8/T1	T7/T2	T6/T3	T5/T4	Media
	[t]	[t]	[t]	[t]	[t]	[t]
Pavimentazione						
Corsia1	163	118	66	15	-37	163
Corsia2	69	29	21	13	5	69
Corsia3	49	6	10	14	18	49
Corsia4	29	-5	3	11	19	29
	308	148	101	53	6	77
		148	101	53	6	77

	1,00
--	------

Tabella 7.18 - Carichi massimi indicativi travi configurazione NTC2008 -

Da tali considerazioni si evince che la trave maggiormente caricata riesce a supportare un carico almeno pari a 143 t per le strutture esistenti, mentre un carico di 148 t per le nuove campate.

Si valuta pertanto la massima eccentricità che potrà avere il convoglio destinato al trasporto dei concetti, rispetto all'asse delle travi della struttura configurazione peggiore.

In particolare, per le travi T8/T1, che dovranno transitare sulla porzione di impalcato costituita da 3 travi in c.a.p. si stima una eccentricità massima di 80 cm rispetto l'asse delle travi.

e [m]		T8/T1	T7/T2	T6/T3	T5/T4	
d			3	0	-3	
d2			9	0	9	18
Carico	0,8		0,467	0,333	0,200	1

[t]		T8/T1	T7/T2	T6/T3	T5/T4	
Automezzo + Trave	306	0	143	102	61	

Tabella 7.19 - Eccentricità massima secondo coefficienti Courbon per le travi T8/T1 -

Tutte le altre travi invece dovranno transitare su una porzione di impalcato costituita da 2 travi (c.a.p. o acciaio), per tale situazione si stima una eccentricità massima di 20 cm rispetto l'asse delle travi.

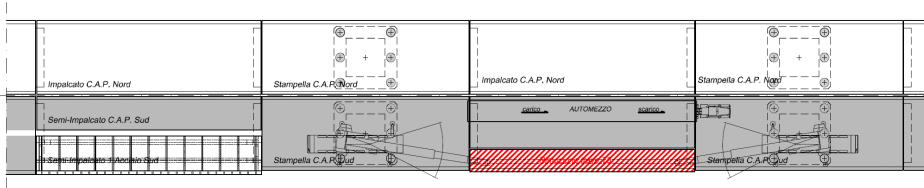
e [m]		T8/T1	T7/T2	T6/T3	T5/T4	
d				1,5	-1,5	
d2				2,25	2,25	4,5
Carico	0,2			0,567	0,433	1

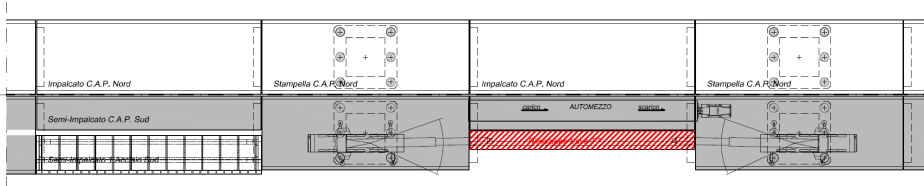
[t]		T8/T1	T7/T2	T6/T3	T5/T4	
Automezzo + Trave	246	0	0	139	107	

Tabella 7.20 - Eccentricità massima secondo coefficienti Courbon per le travi T7/T2, T6/T3, T5/T4 -

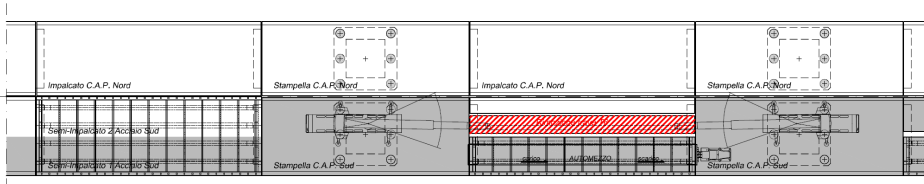
## RIMOZIONE E TRASPORTO TRAVE T8 (FASE 1)



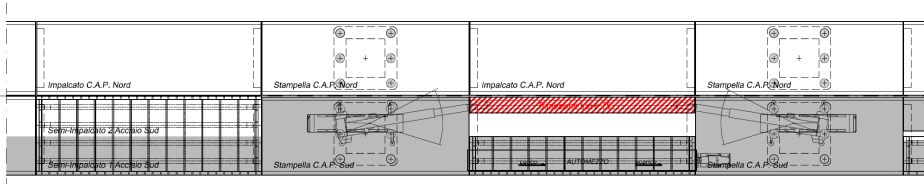
## RIMOZIONE E TRASPORTO TRAVE T7 (FASE 1)



## RIMOZIONE E TRASPORTO TRAVE T6 (FASE 2)



## RIMOZIONE E TRASPORTO TRAVE T5 (FASE 2)



N.B. PREDISPORRE APPOSITA AREA DI STOCCAGGIO AI MARGINI DEL VIADOTTO PER FRANTUMAZIONE DELLE TRAVI

Figura 7.59 - Schema tipologico rimozione travi carreggiata Sud -

Si noti che si è previsto di posizionare le autogru in corrispondenza degli assi delle stampelle in modo tale da non indurre carichi aggiuntivi nelle mensole.

Per quanto riguarda le colonne in fase di realizzazione si verifica che la situazione più sfavorevole è quella di Fase 1a), nella quale si asporta la prima trave in c.a.p. mentre dall'altra parte della pila è stato posato il primo concio in acciaio. In particolare comunque non si verifica mai una decompressione in testa alle colonne.

In tale fase lo schema statico e i carichi agenti sono riassunti in Figura 7.60, lo schema di varo in tale fase è riproposto in Figura 7.59.

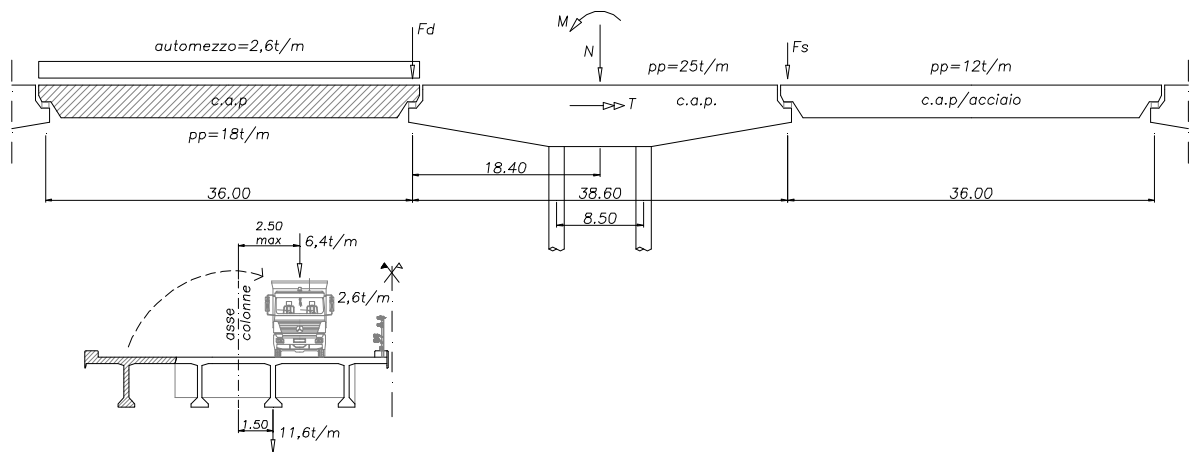


Figura 7.60 – Schema di Fase 1a per azioni su colonne -

Si è considerato un automezzo del peso di 100t distribuito su 36m passante a 2,5m dall'asse della pila (valore cautelativo, per le eccentricità limite del percorso dell'automezzo nelle varie fasi riferirsi alla tavola S0.6), mentre per i pesi propri delle membrature in c.a.p. dalla parte opposta della pila di riferimento (a destra in Figura 7.60), si è utilizzato il frattile superiore 95% del peso del calcestruzzo.

Dai calcoli risulta che:

$$F_d = (18 + 2,6) \times 36 / 2 @ 375t$$

$$F_s = 12 \times 36 / 2 @ 220t$$

Che portano a:

$$M = (375 - 220) \times 18,4 @ 2900tm$$

$$N = 375 + 220 + 25 \times 36,8 @ 1500t$$

Mentre il momento torcente vale:

$$m_T = (6,4 + 2,6) \times 3,0 + 11,8 \times 1,5 = 44,7tm / m$$

$$T = 44,7 \times 36 / 2 = 810tm$$

Con riferimento alla pianta delle colonne di Figura 6.21 si ottengono le sollecitazioni massime e minime nei pali d'angolo. Si noti che la componente flettente è stata trascurata poiché l'inerzia della colonna è molto minore di quella dell'impalcato (per di più irrigidito dai traversi).

Trattasi dunque delle seguenti azioni assiali di testa:

$$F_{\max} (F_{\min}) = \frac{N}{6} \pm \frac{M}{8,5 \times 3} \pm \frac{N}{8,4 \times 2} @ 415t (85t)$$

Si verifica pertanto che le colonne risultano sempre compresse, oltre a non presentare nelle fasi in oggetto carichi superiori a quelli di esercizio (cfr. Tabella 6.8).