

Nuova S.S.195 "Sulcitana" Tratto Cagliari - Pula
Collegamento con la S.S.130 e aeroporto di Cagliari Elmas
Opera Connessa Nord

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTAZIONE: RTI GPI-IRD-SAIM-HYPRO

<p>IL GEOLOGO</p> <p><i>Dott. Geol. Marco Leonardi</i></p> <p>Ordine dei geologi della Regione Lazio n. 1541</p>	<p>I PROGETTISTI SPECIALISTICHE</p> <p><i>Ing. Ambrogio Signorelli</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. A35111 settore a-b-c</p> <p><i>Ing. Paolo Orsini</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 13817</p> <p><i>Ing. Giuseppe Resta</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p> <p><i>Ing. Vincenzo Secreti</i> Ordine Ingegneri Provincia di Crotone n. 412</p>	<p>GRUPPO DI PROGETTAZIONE (Mandatario)</p> <p>GPI INGEGNERIA GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl</p> <p>IRD IRD ENGINEERING</p> <p>SAIM Studio di Architettura e Ingegneria Moderna</p> <p>HYpro srl</p> <p>(Mandante)</p> <p>(Mandante)</p> <p>IL PROGETTISTA E RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE (DPR207/10 ART 15 COMMA 12):</p> <p><i>Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 14035</p>
<p>COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</p> <p><i>Ing. Ambrogio Signorelli</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. A35111</p>	<p>VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO</p> <p><i>Ing. Michele Coghe</i></p>	<p>(Mandatario)</p>

OPERE D'ARTE MAGGIORI
PONTE SCAVALCO DEVIAZIONE CANALE IMBOI ALLA PROG. 7+814,00
RELAZIONE DI CALCOLO – Impalcato

<p>CODICE PROGETTO</p> <p>PROGETTO LIV. ANNO</p> <p>DPCA0150 D 23</p>	<p>NOME FILE</p> <p style="text-align: center;">P00VI02STRRE01_A</p> <p>CODICE ELAB. P00VI02STRRE01</p>	<p>REVISIONE</p> <p style="text-align: center;">A</p>	<p>SCALA</p> <p style="text-align: center;">-</p>
D			
C			
B			
A	Emissione	Gen. 23	M. Toreno
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDDATTO
		VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

1. PREMESSA.....	4
2. DESCRIZIONE OPERA	4
3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	8
4. MATERIALI	9
5. CRITERI DI CALCOLO E VERIFICA.....	13
6. ANALISI STRUTTURALE E FASI DI CALCOLO	14
6.1. FASI DI CALCOLO	14
6.2. PROGRAMMA DI CALCOLO.....	14
7. CARICHI DI PROGETTO.....	17
7.1. ELENCO DELLE CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO	17
7.2. CRITERI PER LA VALUTAZIONE DELLE AZIONI SULLA STRUTTURA	17
7.2.1. <i>Carichi permanenti</i>	17
7.2.2. <i>Ritiro e viscosità del calcestruzzo</i>	17
7.2.3. <i>Azioni dei carichi variabili</i>	17
7.2.4. <i>Effetto dinamico dei carichi mobili</i>	17
7.2.5. <i>Ritiro e viscosità del calcestruzzo</i>	17
7.2.6. <i>Azioni del vento</i>	18
8. ANALISI DEI CARICHI	18
8.1. PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA (G1)	18
8.2. CARICHI PERMANENTI PORTATI (G2).....	18
8.3. EFFETTO DEL RITIRO DELLA SOLETTA DI CALCESTRUZZO (ϵ_2).....	18
8.4. CEDIMENTI VINCOLARI (ϵ_4)	19
8.5. AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO (Q1)	19
8.6. VARIAZIONI TERMICHE (Q7)	22
8.6.1. <i>Variazione termica uniforme (stagionale)</i>	22
8.6.2. <i>Variazione termica differenziale (giornaliera)</i>	24
8.7. AZIONI DI FRENAMENTO (Q3).....	24
8.8. AZIONE VARIABILE DEL VENTO (Q5).....	25
8.9. AZIONE SISMICA (E)	26
8.9.1. <i>Definizione dei parametri sismici</i>	26
8.9.2. <i>Spettri di risposta</i>	28
9. COMBINAZIONI DELLE AZIONI.....	33

PROGETTAZIONE ATI:

9.1.	METODOLOGIA DI ANALISI	49
9.1.1.	<i>Analisi in condizioni Non-Sismiche</i>	49
9.1.2.	<i>Analisi Sismica</i>	49
10.	MODELLAZIONE DELLA TRAVATA	50
10.1.	FASI COSTRUTTIVE E DI CALCOLO	50
10.2.	GEOMETRIA DEL MODELLO DI CALCOLO	50
10.3.	VINCOLI	51
10.3.1.	<i>vincoli esterni</i>	51
10.3.2.	<i>vincoli interni</i>	51
10.4.	DEFINIZIONE DELLE SEZIONI	54
10.4.1.	<i>Trasversi intermedi</i>	56
10.1.	CARICHI E MASSE	57
10.1.1.	<i>Applicazione dei carichi strutturali</i>	57
10.1.2.	<i>Applicazione dei carichi fissi non strutturali</i>	58
10.1.3.	<i>Applicazione dei carichi variabili</i>	58
10.1.4.	<i>Masse sismiche</i>	60
10.1.5.	<i>Spettri di progetto</i>	60
11.	RISULTATI DELLE ANALISI	62
11.1.	ANALISI DINAMICA MODALE	62
11.2.	DEFORMATE	64
12.	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI	66
13.	VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI	68
13.1.	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI	68
13.1.1.	<i>Verifiche di resistenza</i>	68
13.1.2.	<i>Collegamenti concetti della travata</i>	68
13.1.3.	<i>Verifiche a fatica</i>	68
13.2.	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	70
13.3.	VERIFICA DI DEFORMABILITÀ	70
13.4.	CALCOLO DELLA PREMONTA	70
14.	ELEMENTI SECONDARI IMPALCATO	72
14.1.	SOLETTA	72
14.1.1.	<i>Geometria della soletta</i>	72
14.1.2.	<i>Modellazione strutturale e analisi dei carichi</i>	73
14.1.3.	<i>Combinazione delle azioni agli SLU</i>	76

PROGETTAZIONE ATI:

14.1.4. <i>Combinazione delle azioni agli SLE</i>	78
14.1.5. <i>Verifica delle lastre in fase di getto</i>	79
14.1.6. <i>Verifiche nelle fasi successive</i>	82
14.1.7. <i>Verifica allo SLU</i>	82
14.1.8. <i>Sollecitazioni agli SLU</i>	82
14.1.9. <i>Verifiche delle sollecitazioni nelle sezioni notevoli</i>	83
14.1.10. <i>Verifica a flessione</i>	83
14.1.11. <i>Verifica a taglio</i>	85
14.1.12. <i>Rapporti capacità/domanda</i>	86
14.1.13. <i>Verifica cordolo per l'urto del veicolo in svio</i>	87
14.1.14. <i>Verifica allo SLE</i>	87
14.1.15. <i>verifiche tensionali – combinazione rara</i>	90
14.1.16. <i>verifiche tensionali – combinazione frequente</i>	92
14.1.17. <i>verifiche tensionali – combinazione quasi permanente</i>	93
14.1.18. <i>verifica fessurazione</i>	94
14.2. TRAVERSI DI TESTATA – VERIFICA LOCALE AL SOLLEVAMENTO	99
14.3. TRAVERSI INTERMEDI	100
14.3.1. <i>Verifica delle aste</i>	100
14.3.2. <i>Verifica del collegamento bullonato</i>	103
15. APPOGGI E GIUNTI	105
15.1. APPOGGI A	105
15.1.1. <i>Azioni sugli appoggi</i>	105
15.2. GIUNTI DI DILATAZIONE E SOTTOPAVIMENTAZIONE	105
15.3. BAGGIOLI	106

1. PREMESSA

La presente relazione riguarda il progetto definitivo dell'impalcato del ponte sul canale Imboi che ricade tra le opere previste nella realizzazione della SS 195 "Sulcitana" e, in particolare, dell'Opera connessa Nord, costituita dal tronco "Nuovo svincolo Casic – Dorsale Consortile" (km 10+200) – punto intermedio del tronco 106-107 (km 5+216) località Santu Inesu.

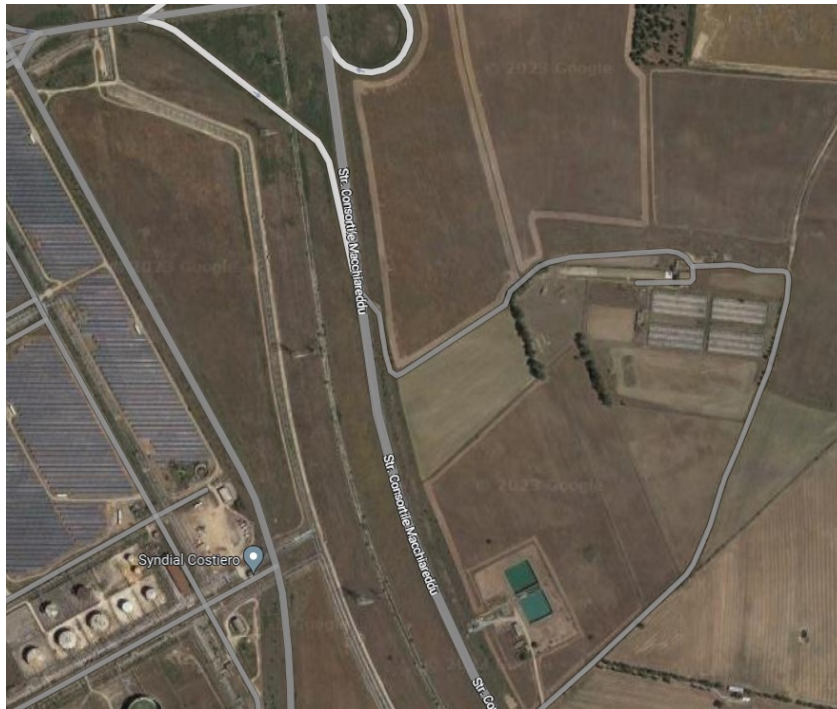


Figura 1.1: Ubicazione dell'opera

2. DESCRIZIONE OPERA

Il nuovo viadotto si sviluppa su in un'unica con luce 50m.

Le due carreggiate sono supportate da impalcati indipendenti. Ciascun impalcato ha una larghezza di 11.25m complessivi, il pavimentato ha larghezza 9.75m mentre i cordoli hanno una larghezza di 0.75m ciascuno.

A causa della notevole inclinazione tra l'asse stradale e l'ostacolo scavalcato (canale Imboi) il ponte ha una notevole obliquità. L'opera è ubicata su una porzione del tracciato sostanzialmente in rettilineo e con pendenza longitudinale pari a circa 1%.

L'impalcato, con schema a travata semplicemente appoggiata, è realizzato in sistema misto acciaio-calcestruzzo ed è costituito da tra travi principali con sezione a doppio T di altezza 2.8m sulle quali è realizzata una soletta in c.a. ordinario gettato in opera su predalle prefabbricate per uno spessore complessivo di 30cm.

La "collaborazione" tra soletta e carpenteria metallica è realizzata mediante connettori a piolo tipo Nelson.

I diaframmi intermedi sono realizzati a struttura reticolare mentre quelli di testata sono realizzati con sezione a doppio T a parete piena.

Le connessioni delle travi principali saranno prevalentemente di tipo saldato mentre quelle degli elementi secondari (diaframmi di testata e intermedi) di tipo bullonato.

Le sezioni della carreggiata sono riportate nelle figure seguenti:

PROGETTAZIONE ATI:

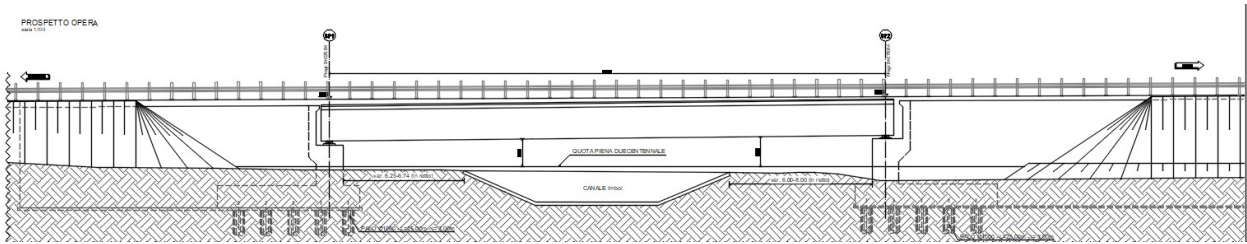


Figura 2.1: Prospetto dell'opera

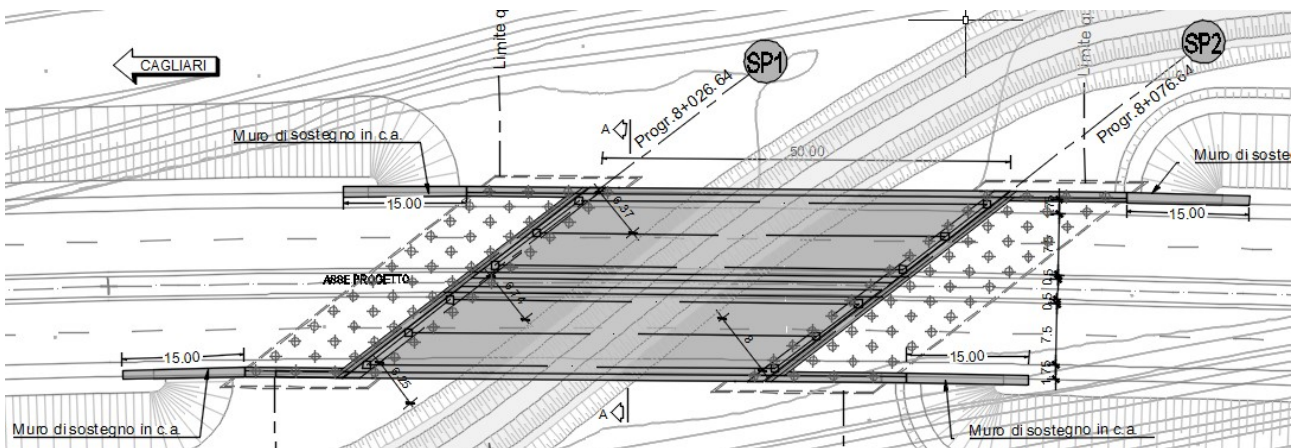


Figura 2.2: Vista in pianta

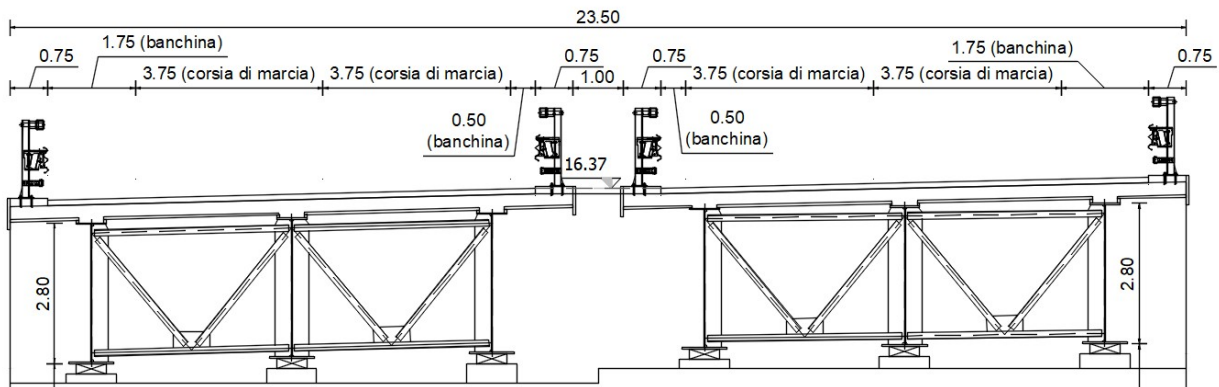


Figura 2.3: Sezione dell'impalcato

Il sistema di vincolo è realizzato mediante l'impiego di appoggi a disco elastomerico confinato di tipo fisso e di tipo scorrevole uni-direzionale e/o multi-direzionale. Il layout degli appoggi è stato definito in modo da rendere l'impalcato isostatico evitando la nascita di coazioni per effetto delle dilatazioni termiche.

In corrispondenza delle spalle, per consentire gli spostamenti dell'opera in esercizio (dovuti principalmente alle dilatazioni termiche) si prevede l'installazione di giunti di dilatazione in gomma armata.

PROGETTAZIONE ATI:

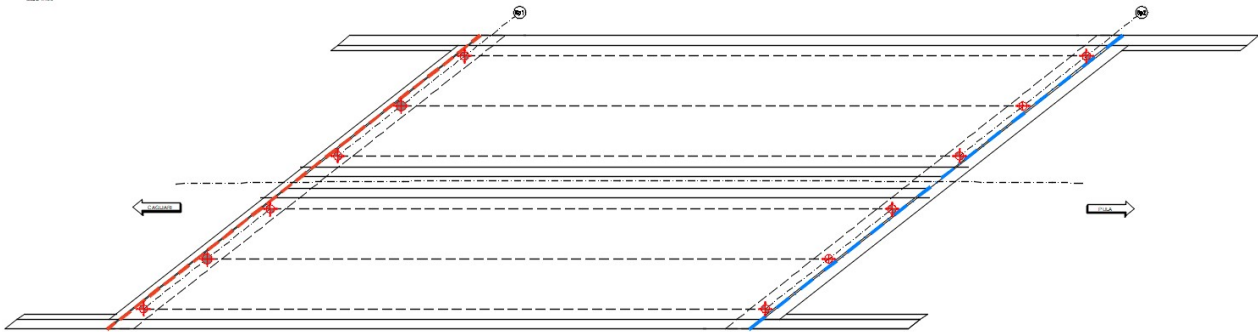


Figura 2.4: Schema di vincolo

È prevista la realizzazione di due spalle in calcestruzzo armato composte da un muro frontale, un muro paraghiaia, due muri andatori ed un setto centrale. Entrambe sono fondate su platee su pali.

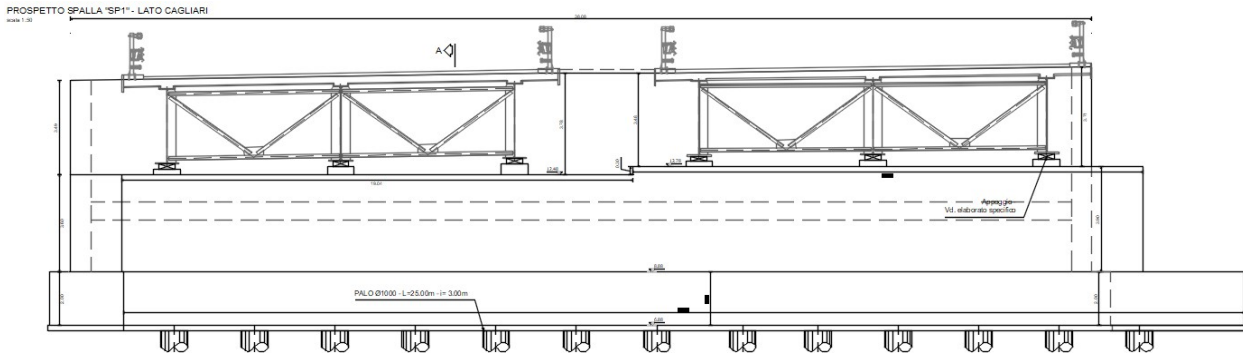


Figura 2.5: Prospetto spalla lato Cagliari

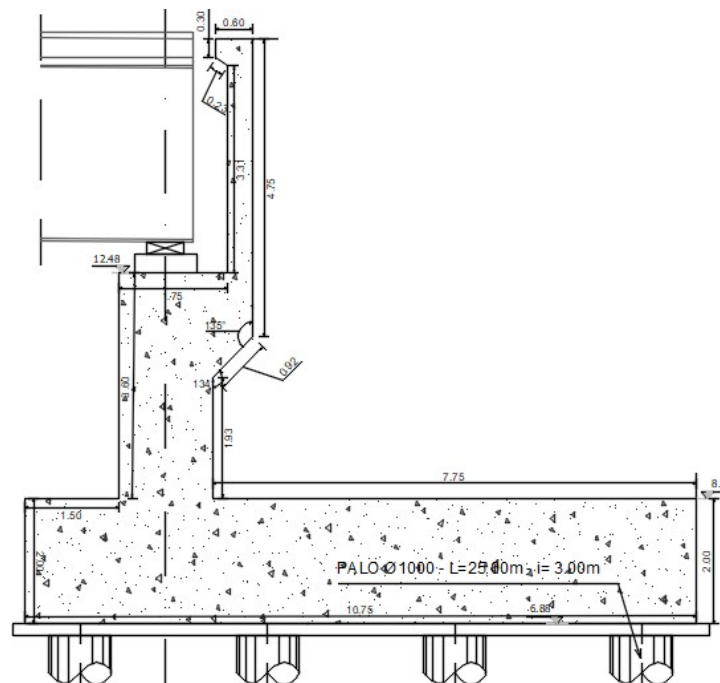


Figura 2.6: Profilo spalla lato Cagliari

PROGETTAZIONE ATI:

Gli spessori degli elementi sono tali da soddisfare le verifiche riportate nei capitoli successivi. In particolare per le spalle si prevede un muro frontale di spessore di 1.5m e una lunghezza maggiore di 38m. I due muri andatori sono tali da raccordarsi con i muri di sostegno del rilevato e hanno uno spessore di 0.75m. Il setto centrale ha la medesima sezione dei muri andatori.

Le platee al di sotto delle spalle hanno uno spessore di 2.0m e una dimensione in pianta di 41x17.5m circa, formando due angoli di 142° e 38°. Al di sotto di essa sono disposti 4 file di 13 pali ciascuna, distanti 4.86m l'una dall'altra. Il passo trasversale dei pali è invece di 3m. Ciascun palo ha un diametro di 1.00m

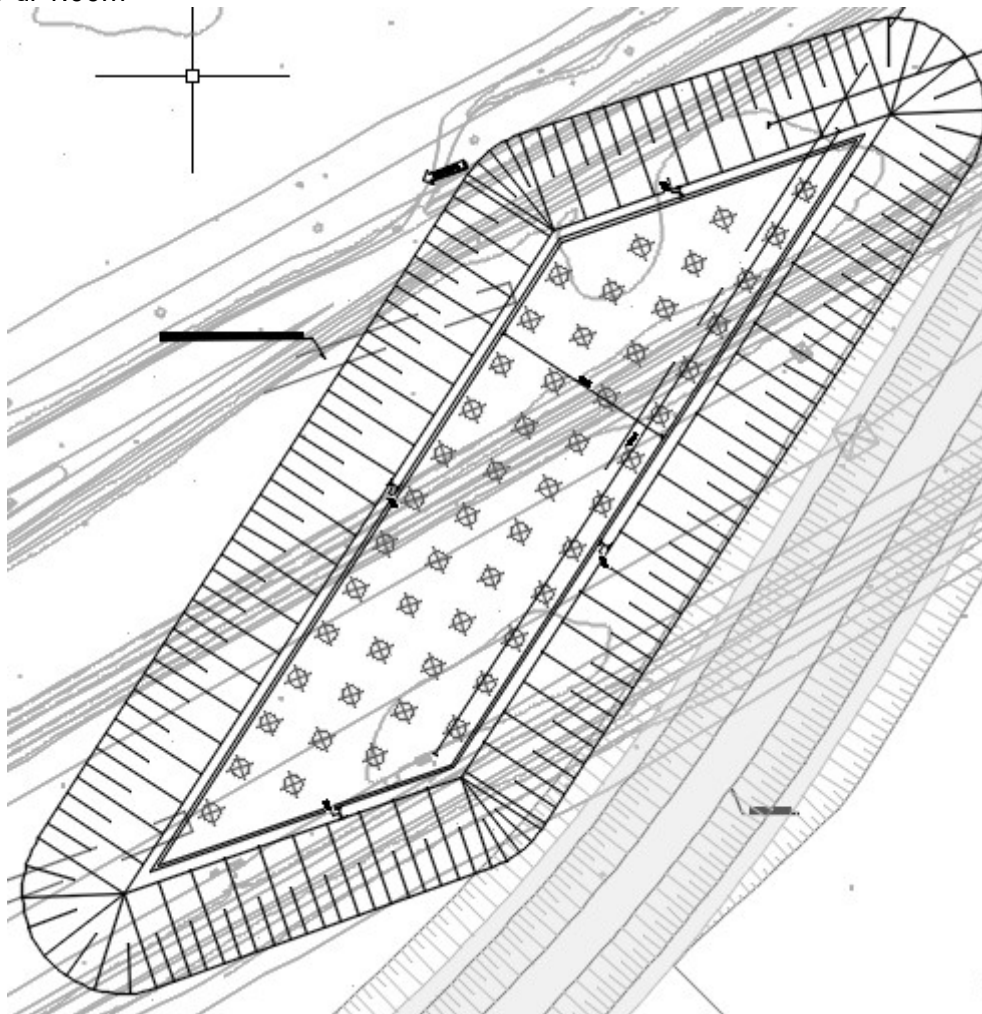


Figura 2.7: platee su pali – spalla

PROGETTAZIONE ATI:

3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Il progetto e la verifica delle strutture sono stati svolti nel rispetto delle seguenti norme:

- D.M. 17.01.2018 "Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni".
- Circolare n° 7 del 21/01/2019 Istruzioni per l'applicazione dell'"Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. del 17/01/2018.
- D.M. 31.07.2012 - Approvazione delle Appendici Nazionali recanti i parametri tecnici per l'applicazione degli Eurocodici.
- UNI EN 1991-1-4:2005 - EUROCODICE 1 Parte 1-4 - "Azioni in generale - Azioni del vento" con il relativo NAD del 24.09.2010;
- UNI EN 1991-1-5:2004 - EUROCODICE 1 Parte 1-5 - "Azioni in generale - Azioni termiche" con il relativo NAD del 24.09.2010;
- UNI EN 1992-1-1:2005 - EUROCODICE 2 Parte 1-1 - "Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Regole generali e regole per gli edifici" con il relativo NAD del 24.09.2010;
- UNI EN 1993-1-5 (2006). EUROCODICE 3 Part 1-5 - "Elementi strutturali a lastra";
- UNI EN 1993-1-5 (2006). EUROCODICE 3 Part 1-8 - "Progettazione dei collegamenti";
- UNI EN 1993-1-5 (2006). EUROCODICE 3 Part 1-9 - "Fatica";
- UNI EN 1993-2: 2006 - EUROCODICE 3 Parte 2: "Progettazione delle strutture di acciaio - Ponti di acciaio";
- UNI EN 1994-2: (2005) - EUROCODICE 4 Parte 2: "Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Ponti";
- UNI EN 1998-1:2005. EUROCODICE 8. Parte 1: "Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici";
- UNI EN 1998-2:2009. EUROCODICE 8. Parte 2: "Ponti"

PROGETTAZIONE ATI:

4. MATERIALI

Al fine delle verifiche strutturali verranno utilizzati i parametri relativi ai materiali di seguito indicati:

Calcestruzzo pali e fondazioni

$R_{ck} \geq 45$ MPa; (C35/45)

$f_{ck} = 0.83 \times 45 = 37.35$ MPa

$f_{cd} = 0.85 \times 37.35 / 1.50 = 21.17$ MPa

$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 45.35$ MPa

$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3.35$ MPa

$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.35$ MPa

$f_{ctfm} = 1.2 \times f_{ctm} = 4.02$ MPa

$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.56$ MPa

$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 34625.49$ MPa

S4

XC2+XS2

32 mm

0.45

360 kg/m³

55 mm

70 mm

resistenza cilindrica caratteristica
resistenza di calcolo
resistenza media cilindrica
resistenza media a trazione assiale
resistenza a trazione
resistenza media a trazione per flessione
resistenza a trazione di calcolo
modulo elastico istantaneo
Classe di consistenza Slump
Classe di esposizione
Dimensione Max aggregati
Rapporto Max A/C
Contenuto Min. cemento
Copriferro (fondazioni)
Copriferro (pali)

Calcestruzzo sottostrutture

$R_{ck} \geq 45$ MPa; (C35/45)

$f_{ck} = 0.83 \times 45 = 37.35$ MPa

$f_{cd} = 0.85 \times 37.35 / 1.50 = 21.17$ MPa

$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 45.35$ MPa

$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3.35$ MPa

$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.35$ MPa

$f_{ctfm} = 1.2 \times f_{ctm} = 4.02$ MPa

$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.56$ MPa

$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 34625.49$ MPa

S4

XC4+XS1

32 mm

0.5

340 kg/m³

45 mm

resistenza cilindrica caratteristica
resistenza di calcolo
resistenza media cilindrica
resistenza media a trazione assiale
resistenza a trazione
resistenza media a trazione per flessione
resistenza a trazione di calcolo
modulo elastico istantaneo
Classe di consistenza Slump
Classe di esposizione
Dimensione Max aggregati
Rapporto Max A/C
Contenuto Min. cemento
Copriferro

Calcestruzzo soletta

$R_{ck} \geq 45$ MPa; (C35/45)

$f_{ck} = 0.83 \times 45 = 37.35$ MPa

$f_{cd} = 0.85 \times 37.35 / 1.50 = 21.17$ MPa

$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 45.35$ MPa

$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3.35$ MPa

$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.35$ MPa

$f_{ctfm} = 1.2 \times f_{ctm} = 4.02$ MPa

$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.56$ MPa

$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 34625.49$ MPa

S4

XC4+XS1

resistenza cilindrica caratteristica
resistenza di calcolo
resistenza media cilindrica
resistenza media a trazione assiale
resistenza a trazione
resistenza media a trazione per flessione
resistenza a trazione di calcolo
modulo elastico istantaneo
Classe di consistenza Slump
Classe di esposizione

PROGETTAZIONE ATI:

16 mm

0.5

340 kg/m³

40 mm

Calcestruzzo baggioli e chiavi di taglio

$R_{ck} \geq 45$ MPa; (C35/45)

$f_{ck} = 0.83 \times 45 = 37.35$ MPa

$f_{cd} = 0.85 \times 37.35 / 1.50 = 21.17$ MPa

$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 45.35$ MPa

$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3.35$ MPa

$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.35$ MPa

$f_{ctm} = 1.2 \times f_{ctm} = 4.02$ MPa

$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.56$ MPa

$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 34625.49$ MPa

S4

XC4+XS1

16 mm

0.45

340 kg/m³

45 mm

Dimensione Max aggregati

Rapporto Max A/C

Contenuto Min. cemento

Copriferro

resistenza cilindrica caratteristica

resistenza di calcolo

resistenza media cilindrica

resistenza media a trazione assiale

resistenza a trazione

resistenza media a trazione per flessione

resistenza a trazione di calcolo

modulo elastico istantaneo

Classe di consistenza Slump

Classe di esposizione

Dimensione Max aggregati

Rapporto Max A/C

Contenuto Min. cemento

Copriferro

Calcestruzzo predalle

$R_{ck} \geq 45$ MPa; (C35/45)

$f_{ck} = 0.83 \times 45 = 37.35$ MPa

$f_{cd} = 0.85 \times 37.35 / 1.50 = 21.17$ MPa

$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 45.35$ MPa

$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3.35$ MPa

$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.35$ MPa

$f_{ctm} = 1.2 \times f_{ctm} = 4.02$ MPa

$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.56$ MPa

$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 34625.49$ MPa

S4

XC3+XS1

16 mm

0.5

340 kg/m³

35 mm

resistenza cilindrica caratteristica

resistenza di calcolo

resistenza media cilindrica

resistenza media a trazione assiale

resistenza a trazione

resistenza media a trazione per flessione

resistenza a trazione di calcolo

modulo elastico istantaneo

Classe di consistenza Slump

Classe di esposizione

Dimensione Max aggregati

Rapporto Max A/C

Contenuto Min. cemento

Copriferro

Acciaio in barre ad aderenza migliorata

Si utilizzano barre ad aderenza migliorata tipo B450C controllato in stabilimento, pertanto nei calcoli statici saranno assunti i seguenti parametri:

$f_{yk} = 450$ MPa

$f_{tk} = 540$ MPa

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.3$ MPa

$E_s = 210000$ MPa

$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_s = 1.863$ ‰

$\epsilon_{uk} = (A_{gt})_k = 7.5$ %

$\epsilon_{ud} = 0.9 \times \epsilon_{uk} = 6.75$ %

$\gamma_s = 78.5$ kN/mc

tensione caratteristica di snervamento

tensione caratteristica di rottura

tensione di calcolo

modulo elastico

deformazione di snervamento ultima

deformazione uniforme caratteristica

deformazione uniforme ultima

peso per unità di volume

Acciaio per carpenteria

PROGETTAZIONE ATI:

I profili metallici sia saldati che laminati ed il piastrame sono realizzati con l'impiego di acciaio strutturale per carpenteria dotato delle caratteristiche sottoindicate, in accordo con la norma UNI EN 10025-2 (2005).

Le giunzioni di tipo saldato o bullonato saranno conformi alle prescrizioni del paragrafo 11.3.4 delle NTC. I criteri di accettazione ed i relativi controlli verranno definiti in accordo alle prescrizioni del paragrafo 11.3.4 delle NTC.

- Travi principali, elementi composti saldati e coprigiunti:

Acciaio S355 J0 per spessori $t \leq 20\text{mm}$;
Acciaio S355 J2 per spessori $20\text{mm} < t \leq 40\text{mm}$;
Acciaio S355 K2 per spessori $> 40\text{mm}$.

- Angolari, profilati e piastre sciolte (elementi non saldati):

Acciaio S355 J0W per qualsiasi spessore

$f_{yk} \geq 355 \text{ MPa}$ $f_d = f_{yk}/\gamma_{M0} = 338.1 \text{ MPa}$ per spessori $0\text{mm} \leq t \leq 40\text{mm}$
 $f_{yk} \geq 335 \text{ MPa}$ $f_d = f_{yk}/\gamma_{M0} = 319.0 \text{ MPa}$ per spessori $40\text{mm} \leq t \leq 100\text{mm}$

- Unioni bullonate:

Secondo NTC, UNI 3740 e 20898 parte I e II

Giunzioni a taglio:

Viti classi 10.9 (UNI5712)
Dadi classe 10 (UNI 5713)
Rosette in acciaio C50 EN10083 (HRC 32-40) (UNI5714)

Giunzioni ad attrito:

Viti classi 10.9 (UNI5712)
Dadi classe 10 (UNI 5713)
Rosette in acciaio C50 EN10083 (HRC 32-40) (UNI5714)
Precarico e coppia di serraggio: secondo UNI EN 1993-1-8 e UNI ENV 1090

Giunzioni a taglio (Cat. A) – ove di seguito specificato;

$F_{v,Rd}$ = secondo UNI EN 1993-1-8 (resistenza di progetto a taglio bullone)
 $F_{b,Rd}$ = secondo UNI EN 1993-1-8 (resistenza di progetto a rifollamento bullone)

Giunzioni ad attrito (Cat. B, C) – ove di seguito specificato;

$\mu = 0,30$ (coefficiente di attrito)
 $F_{s,Rd}$ = secondo UNI EN 1993-1-8 (resistenza di progetto a taglio bullone)
 $F_{p,C}$ = secondo UNI EN 1993-1-8 (precarico bullone per giunti tipo B e C)

I bulloni devono essere disposti in opera con una rosetta posta sotto il dado ed una sotto la testa della vite.

- Unioni saldate:

Secondo NTC e UNI ENV 1090 (cfr. [24]) – Calcolo secondo EC3

A cordone d'angolo o a parziale penetrazione – ove di seguito specificato;

$\gamma_{Mw} = \gamma_{M2}$ come di seguito indicato

$f_{v,wd}$ = secondo UNI EN 1993-1-8 (resistenza di progetto a taglio della saldatura)

A completa penetrazione – ove di seguito specificato;

f_d = per il materiale base più debole connesso

- Connettori a piolo:

I connettori a piolo, tipo Nelson, conformi a quanto prescritto al paragrafo 11.3.4.7 delle NTC2018 secondo UNI EN ISO 13918

PROGETTAZIONE ATI:

Pioli tipo NELSON, $\varphi 19$
Acciaio ex ST 37-3K (S235J2G3+C450)
 $f_y > 350$ MPa
 $f_u > 450$ MPa

PROGETTAZIONE ATI:

5. CRITERI DI CALCOLO E VERIFICA

Il calcolo delle sollecitazioni è stato effettuato considerando le azioni sui ponti stradali secondo quanto indicato al paragrafo 5.1.3. del D.M. 17/01/2018.

Le verifiche delle sezioni in c.a. sono state condotte sulla base delle prescrizioni contenute nel D.M. 17/01/2018. Per le resistenze dei materiali in condizioni ultime si fa riferimento ad i valori riportati in precedenza.

Stato Limite di esercizio

Tensione max di compressione - Comb. rara	$\sigma_c < 0.60f_{ck}$
Tensione max di compressione - Comb. quasi permanente	$\sigma_c < 0.45f_{ck}$
Tensione massima di trazione dell'acciaio	$\sigma_s < 0.80f_{yk}$

Stati limite di fessurazione

Le classi di esposizione dei vari calcestruzzi sono indicate nelle tabelle materiali inserite sugli elaborati grafici.

In base a tali classi le condizioni ambientali rientrano in una delle seguenti tre categorie:

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Lo stato limite di fessurazione viene determinato attraverso la seguente tabella:

Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
		Sensibile		Poco sensibile	
		Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
	quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
	quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
	quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Con:

$$W_1 = 0.2\text{mm}$$

$$W_2 = 0.3\text{mm}$$

$$W_3 = 0.4\text{mm}$$

La verifica a fessurazione è soddisfatta se $w_d = 1,7 w_m = 1,7 (\epsilon_{sm} \Delta_{sm}) < (W_1, W_2, W_3)$

Per il calcolo di ϵ_{sm} e Δ_{sm} vanno utilizzati criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica. La verifica dell'ampiezza di fessurazione può anche essere condotta senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura, valutata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente, ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura; a tal scopo si veda C4.1.2.2.4.6., Tab C4.1.II e Tab C4.1.III.

PROGETTAZIONE ATI:

6. ANALISI STRUTTURALE E FASI DI CALCOLO

6.1. FASI DI CALCOLO

Gli impalcato da ponte in generale sono strutture per le quali le fasi realizzative hanno una forte influenza sul comportamento della struttura e vanno dunque necessariamente tenute in considerazione nell'analisi strutturale; pertanto, gli effetti (sollecitazioni, deformazioni, ecc.) prodotti da ciascuna categoria di azioni applicata all'impalcato vengono calcolati considerando la configurazione del sistema strutturale all'atto dell'applicazione dei carichi così come descritto di seguito:

Configurazione 1: La sezione resistente è costituita dalla sola parte metallica.

Corrisponde alla fase in cui è completo l'assemblaggio della carpenteria metallica e viene eseguito il getto della soletta. In tale fase agiscono il peso proprio della carpenteria metallica ed il peso del getto di soletta (inerte).

Le sezioni resistenti sono composte dalla sola trave metallica (in questa fase la soletta è fluida e non da apporto alla resistenza delle sezioni, $n=\infty$).

Configurazione 2: La sezione resistente è costituita dalla sezione composta acciaio-calcestruzzo; per l'omogeneizzazione del calcestruzzo all'acciaio si considera un modulo $n=15.70$; si tiene conto degli effetti di lungo termine del calcestruzzo (fluage, ritiro, ecc.)

Viene utilizzata per valutare gli effetti delle seguenti azioni variabili e permanenti (di lunga durata):

g_2 carichi permanenti portati (pavimentazione, sicurvia, cordoli, parapetti, ecc.)
 ϵ_r ritiro del calcestruzzo

Configurazione 3: La sezione resistente è costituita dalla sezione composta acciaio-calcestruzzo; per l'omogeneizzazione del calcestruzzo all'acciaio si considera un modulo $n=6.24$.

Viene utilizzata per valutare gli effetti delle seguenti azioni variabili istantanee (di breve durata):

ϵ_3 variazioni termiche differenziali
 q_1 carichi mobili
 q_2 effetto dinamico dei carichi mobili
 q_3 frenatura
 q_5 azione del vento
 q_7 variazioni termiche differenziali
 q_8 azioni sui parapetti e urto di veicolo in svio
E azione sismica

6.2. PROGRAMMA DI CALCOLO

In base a quanto esposto al paragrafo precedente, pper una corretta analisi dell'impalcato è stato necessario implementare due diversi modelli di calcolo.

L'analisi della struttura è stata eseguita impiegando il software di calcolo automatico Sap2000 della Computers and Structures, Inc.

Nel seguito si riportano le caratteristiche generali del codice di calcolo utilizzato, nonché i dati generali sul modello realizzato comprensivi di numerazione di nodi ed aste.

Le unità di misura, ove non espressamente indicate, sono le seguenti:

lunghezze: m
forze: kN
coppie: kN-m

PROGETTAZIONE ATI:

temperature: °C
tempo: sec

Una descrizione completa ed esauriente del programma, con il campo di applicazione, le informazioni sui fondamenti teorici e sui metodi di calcolo numerico usati possono essere consultati nella guida in linea del codice di calcolo.

In sintesi, si riportano gli elementi di valutazione del codice forniti dal distributore del programma, necessari alla formulazione del grado di affidabilità del codice richiesto al progettista utilizzatore, secondo quanto prescritto dalla CNR-10024/'86 "Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo".

I modelli numerici fanno riferimento ad un comportamento generale spaziale o piano a seconda dei gradi di libertà imposti ai nodi della struttura.

Ogni modello è riferito ad uno spazio fisso individuato da un sistema di riferimento globale nel quale sono da leggersi le coordinate di tutti i nodi della struttura.

Per ogni singola asta è poi considerato un sistema di riferimento locale, che assume l'asse "1" dell'asta orientato dal "primo nodo" (nodo I) al "secondo nodo" (nodo J) (essendo tali i nodi di definizione dell'asta. L'asse "3" viene definito (per direzione e verso) per ogni asta nella dichiarazione dei nodi della stessa e il suo significato fisico rispetto alla terna locale è indicato in figura. L'asse "2" (con il verso opportuno) completa la terna locale definita secondo la "regola della mano destra"

Il programma SAP presenta i chiari capitoli d'ingresso dati che vengono di seguito indicati:

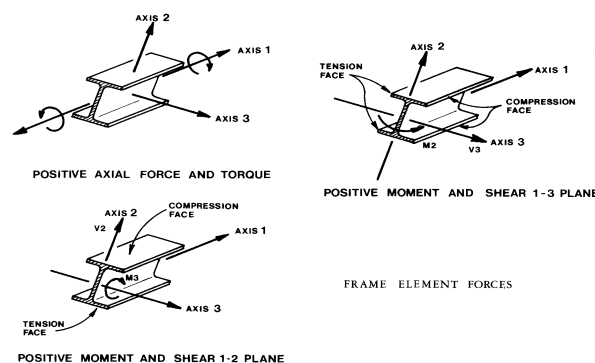
JOINTS Specifica le coordinate dei nodi del modello. È da precisare come sia possibile fare uso di subroutines di generazione automatica.

RESTRAINTS Specifica i gradi di libertà inattivi dei nodi del modello (0 = attivo, 1 = inattivo).

SPRINGS Specifica le caratteristiche di elasticità dei supporti se non considerati vincoli rigidi.

FRAME Specifica le caratteristiche meccaniche di ogni asta ed i carichi ripartiti o concentrati lungo le stesse. Specifica inoltre le aste che costituiscono la struttura, assegnando ad ognuna il nodo di inizio (start) e di fine (end) nonché gli altri dati necessari ai fini della individuazione del sistema di riferimento locale. È da precisare come sia possibile fare uso di subroutines di generazione automatica.

LOADS Specifica i carichi concentrati nei nodi della struttura.



Le travi principali sono state modellate con elementi di tipo frame. Le sezioni assegnate alle travi sono quelle relative alla sola sezione d'acciaio o alla composta con soletta collaborante e

PROGETTAZIONE ATI:

omogeneizzata tenendo conto dei diversi coefficienti di omogeneizzazione in base ai vari tipi di carico (di breve o lunga durata), in base alla fase di calcolo in esame.

PROGETTAZIONE ATI:

7. CARICHI DI PROGETTO

7.1. ELENCO DELLE CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO

L'impalcato è sottoposto alle azioni indotte da:

- g₁ peso proprio delle strutture: acciaio-cl.s. di soletta
- g₂ carichi permanenti portati: pavimentazione, velette, guardrail, marciapiedi e parapetto
- ε₂ ritiro del calcestruzzo
- ε₃ effetti viscosi del calcestruzzo
- ε₄ cedimenti vincolari
- q₁ carichi mobili
- q₂ effetto dinamico dei carichi mobili
- q₃ azione di frenamento
- q₅ azione del vento
- q₇ azioni della temperatura
- q₈ azioni sui parapetti e urto di veicolo in svio

Tali azioni saranno combinate secondo le prescrizioni delle normative vigenti.

7.2. CRITERI PER LA VALUTAZIONE DELLE AZIONI SULLA STRUTTURA

7.2.1. CARICHI PERMANENTI

I carichi permanenti sono costituiti dai pesi propri delle strutture portanti e delle sovrastrutture. Essi sono valutati moltiplicando il volume calcolato geometricamente per i pesi specifici dei materiali

7.2.2. RITIRO E VISCOSITÀ DEL CALCESTRUZZO

Il calcolo degli effetti del ritiro del calcestruzzo e della viscosità deve essere effettuato in accordo al carattere ed all'intensità di tali distorsioni definiti ai §11.2.10.6 e §11.2.10.7 delle NTC2018.

7.2.3. AZIONI DEI CARICHI VARIABILI

I carichi accidentali agenti sull'impalcato sono definiti dalle NTC 2018 e vanno posizionati in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli ai fini della valutazione della resistenza e stabilità degli elementi dell'impalcato (travi, soletta, traversi).

7.2.4. EFFETTO DINAMICO DEI CARICHI MOBILI

Il coefficiente di incremento dinamico addizionale da applicare alle azioni indotte dai carichi mobili è valutato secondo NTC 2018: per l'analisi globale dell'impalcato e nell'ipotesi di pavimentazione di media rugosità si assume $q_2 = 1$; effetti locali in prossimità di interruzioni della continuità strutturale della soletta che possono richiedere l'adozione di coefficienti superiori all'unità verranno eventualmente analizzati in sede di verifica della soletta.

7.2.5. RITIRO E VISCOSITÀ DEL CALCESTRUZZO

Le azioni indotte da queste azioni e dall'interazione tra esse sono valutate secondo le più recenti indicazioni contenute nella norma EC4 (vedere verifica delle sezioni) e nella bibliografia specialistica.

PROGETTAZIONE ATI:

7.2.6. AZIONI DEL VENTO

Le azioni del vento sono valutate calcolando la pressione cinetica di riferimento q_{ref} secondo le indicazioni contenute nelle NTC 2018, da applicarsi alla sagoma trasversale del ponte a ponte scarico ed a ponte carico tenendo conto dell'ingombro dei carichi accidentali presenti.

8. ANALISI DEI CARICHI

8.1. PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA (G1)

Si riportano in forma tabellare i valori dei carichi elementari.

elemento	P [kN/m ²]	P [kN/m]
Carpenteria metallica	4	45
soletta + predalles	7.5	84.4
Totale G1	11.5	129.4

8.2. CARICHI PERMANENTI PORTATI (G2)

I valori unitari caratteristici dell'impalcato sono riassunti nella seguente tabella.

elemento	dimensioni	P [kN/m]
Cordolo sinistro	25.0 x 0.75 x 0.15	2.81
Barriera sx + idraulica	-	2
Pavimentazione	24.0 x 0.11 x 9.75	25.74
Barriera dx + idraulica	-	2
Velette	2 x 1.5	3
Cordolo destro	25.0 x 0.75 x 0.15	2.81
Totale G2		38.36

8.3. EFFETTO DEL RITIRO DELLA SOLETTA DI CALCESTRUZZO (ϵ_2)

Si riporta di seguito in forma tabellare il calcolo della deformazione per ritiro.

Dati di ingresso			
R _{ck}	45	MPa	Resistenza cubica caratteristica
f _{ck}	37.35	MPa	Resistenza cilindrica caratteristica
E _{cm}	34625	MPa	Modulo elastico del cls
φ(t ₀ ,∞)	2.31	-	
E _{ritiro}	10460	MPa	Modulo elastico del cls
A _c	3375000	mm ²	Area della sezione di cls
u	11850	mm	Perimetro della sezione esposta all'aria
h ₀	569.62	mm	dimensione fittizia h ₀ = 2 A _c / u
k _h	0.7	-	parametro funzione di h ₀ secondo tab. 11.2.Vb
RH	70	%	umidità relativa ambientale
e	0.6	m	eccentricità parassita stimata tra soletta e trave
Deformazione di ritiro a tempo infinito			
ε _{cd,inf}	-0.232	‰	Valore medio a tempo infinito del ritiro per essiccamento
ε _{ca,inf}	-0.068	‰	Valore medio a tempo infinito del ritiro autogeno
ε _{cs,inf}	-0.300	‰	valore medio del ritiro totale = ε _{cd} + ε _{ca}
N	10460	KN	forza di ritiro
M _{parassita}	-2121	KNm	Momento parassita dovuto al ritiro

Dove il coefficiente di viscosità a tempo infinito $f(\infty, t_0)$ è calcolato utilizzando i valori presenti nelle tabelle 11.2.VI e 11.2.VII al §11.2.7 delle NTC2018, e lo sforzo assiale dovuto al ritiro su ciascuna trave è pari a:

$$N_{cs} = \epsilon_{cs} \times A_{cls} \times E_{c\infty} / 3 = 3530 \text{ kN}$$

L'eccentricità tra il baricentro della soletta e quello della sezione trave+soletta+armature. Varia quindi per i vari conci; viene stimata in questa fase con un valore pari a:

$$e_r = 0.6 \text{ m}$$

Dunque sulla i-esima sezione agisce un momento pari a:

$$M_{ri} = N_{ri} \times e_{\epsilon 2} = 3530 \times 0.6 = 2118 \text{ kNm}$$

È previsto l'uso di un additivo antiritiro tale da dimezzare l'entità dello sforzo assiale indotto e di conseguenza quello del momento flettente.

8.4. CEDIMENTI VINCOLARI (E4)

Lo schema vincolare è tale da rendere trascurabile l'effetto dei cedimenti vincolari (schema a trave appoggiata).

8.5. AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO (Q1)

I carichi mobili agenti sull'impalcato sono definiti al § 5.1.3.3 del D.M. 17.01.2018 e vanno posizionati in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli ai fini della verifica delle sottostrutture e degli apparecchi di appoggio. Si fa riferimento allo Schema di Carico 1 (Figura 8.1) per le verifiche globali.

PROGETTAZIONE ATI:

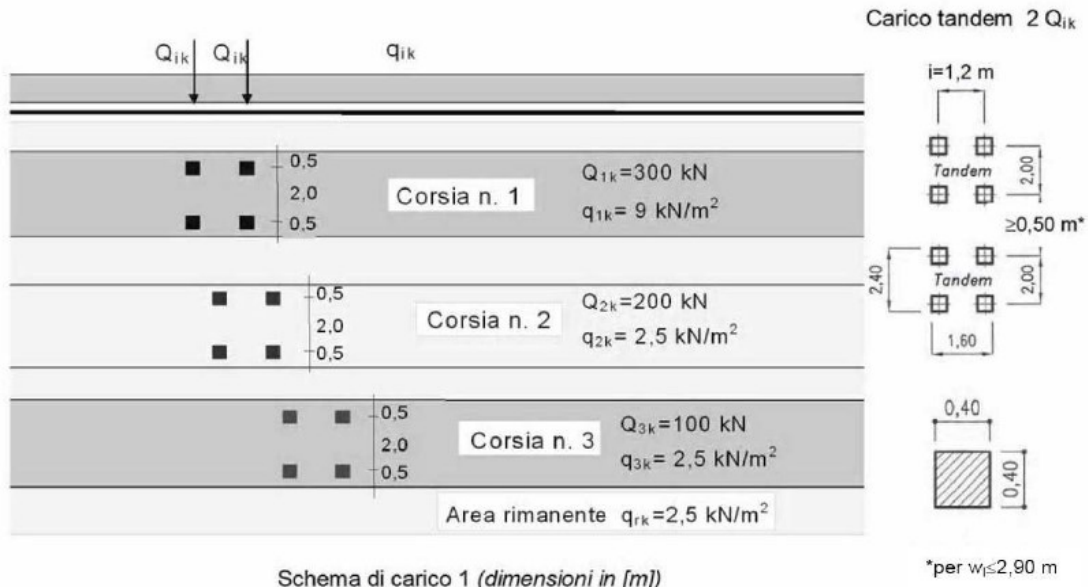


Figura 8.1 Schema di carico 1

La larghezza della carreggiata è pari a $w = 10,50\text{ m}$; il numero delle corsie di carico convenzionali considerate ai fini del calcolo dell'impalcato e delle sottostrutture è definito in base a quanto riportato nella Tabella 5.1.I del D.M. 17/01/18:

Larghezza di carreggiata "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40\text{ m}$	$n_l = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0\text{ m}$	$n_l = 2$	$w/2$	0
$6,0\text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_l)$

Figura 8.2 Criteri per la definizione del numero e della larghezza delle corsie convenzionali per l'applicazione dei carichi da traffico

Al fine di ottenere gli effetti più gravosi in termini di reazioni vincolari, sollecitazioni e deformazioni, sono state considerate differenti disposizioni dei carichi sia in senso trasversale che longitudinale. Per i ponti si considerano i carichi variabili caratteristici riportati nella figura successiva.

Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

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

Figura 8.3 Valori caratteristici dei carichi mobili (Schema di carico 1)

Per ciascuna corsia si ha:

Corsia n.1:

PROGETTAZIONE ATI:

$$q_{1distr} = q_{1k} \times w_1 = 9.00 \times 3.00 = 27 \text{ kN/m}$$

$$Q_{1tan} = 2 \times Q_{1k} = 2 \times 300 = 600 \text{ kN}$$

carico uniformemente distribuito
carico su 2 assi tandem

Corsia n.2:

$$q_{2distr} = q_{2k} \times w_2 = 2.50 \times 3.0 = 7.5 \text{ kN/m}$$

$$Q_{2tan} = 2 \times Q_{2k} = 2 \times 200 = 400 \text{ kN}$$

carico uniformemente distribuito
carico su 2 assi tandem

Corsia n.3:

$$q_{3distr} = q_{3k} \times w_3 = 2.50 \times 3.0 = 7.5 \text{ kN/m}$$

$$Q_{3tan} = 2 \times Q_{3k} = 2 \times 200 = 200 \text{ kN}$$

carico uniformemente distribuito
carico su 2 assi tandem

Aree rimanenti:

$$q_{rim} = q_{rk} \times w_r = 2.50 \times 0.75 = 1.875 \text{ kN/m}$$

carico uniformemente distribuito

La disposizione e la numerazione delle corsie viene determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. Per ogni singola verifica il numero di corsie da considerare caricate, la loro disposizione sulla carreggiata e la loro numerazione vengono scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli. La corsia che, caricata, dà l'effetto più sfavorevole è numerata come Corsia 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come Corsia 2, ecc.

Schema di carico 5: Si considera per la folla compatta un carico uniformemente distribuito comprensivo degli effetti dinamici pari a 5.0 kN/mq (il valore di combinazione è invece di 2.5 kN/mq) applicato sul cordolo pedonabile.

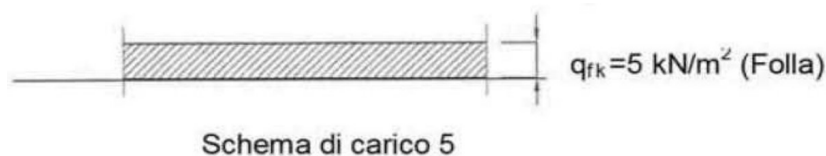


Figura 8.7 Schema di carico 5

Per tale opera non sono previsti marciapiedi pedonabili.

Ai fini del calcolo delle strutture secondarie dell'impalcato si considera, se più gravoso, il carico associato allo Schema 2, disposto nel modo più sfavorevole e supposto viaggiante in direzione longitudinale.

Schema di Carico 2: è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.

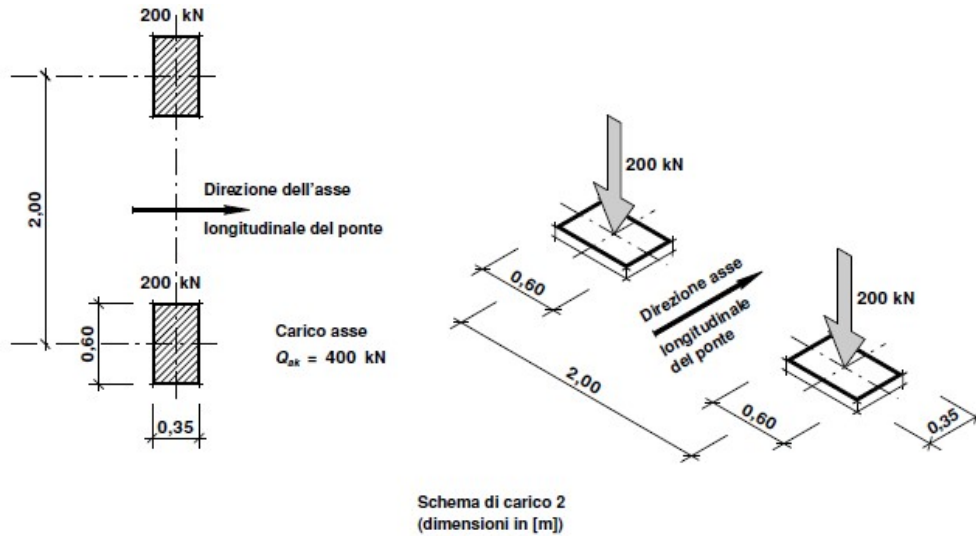


Figura 6.8.4 Schema di Carico 2

8.6. VARIAZIONI TERMICHE (Q7)

La condizione vincolare è tale da permettere una libera deformazione dell'impalcato sotto effetti termici. Non vi saranno sollecitazioni derivate, ma l'azione termica viene calcolata e applicata al modello di calcolo influenzando al dimensionamento di appoggi e giunti in termini di spostamenti.

8.6.1. VARIAZIONE TERMICA UNIFORME (STAGIONALE)

La variazione termica uniforme viene calcolata in base a quanto indicato al §3.5.2 NTC2018 e relativa circolare (circ.21/01/2019) al §C5.1.4.5 che fanno riferimento all'eurocodice EC1-1-5 al §6.1.3. Si considera una quota di 10m.l.m.



Zona I

Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino-Alto Adige, Veneto, Friuli-Venezia Giulia, Emilia Romagna:

$$T_{\min} = -15 - 4 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.1]$$

$$T_{\max} = 42 - 6 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.2]$$

Zona II

Liguria, Toscana, Umbria, Lazio, Sardegna, Campania, Basilicata:

$$T_{\min} = -8 - 6 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.3]$$

$$T_{\max} = 42 - 2 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.4]$$

Zona III

Marche, Abruzzo, Molise, Puglia:

$$T_{\min} = -8 - 7 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.5]$$

$$T_{\max} = 42 - 0.3 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.6]$$

Zona IV

Calabria, Sicilia:

$$T_{\min} = -2 - 9 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.7]$$

$$T_{\max} = 42 - 2 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.8]$$

H	T _{max1}	T _{min1}
10m	41.4	-8.1

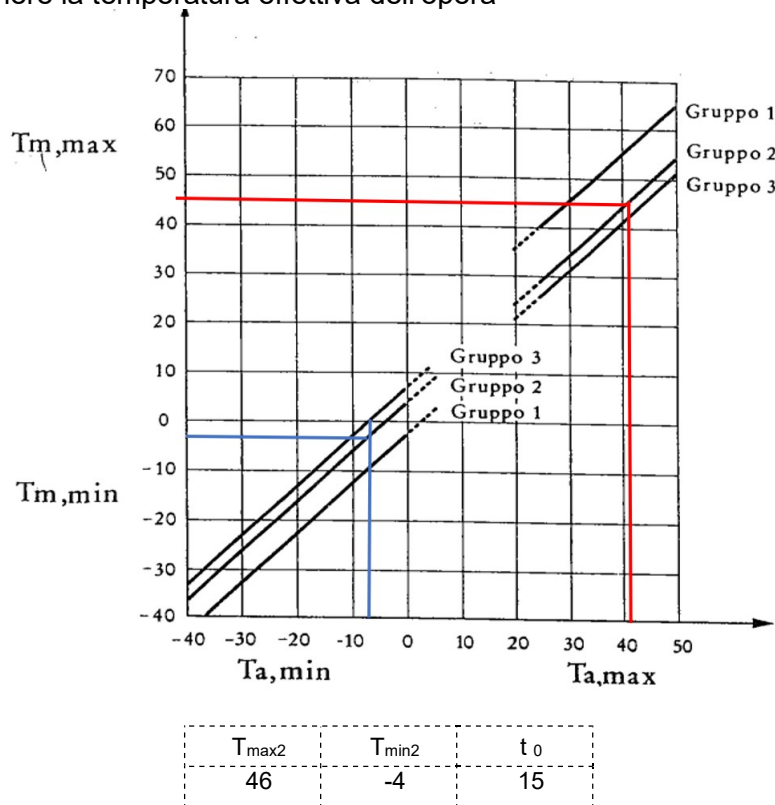
PROGETTAZIONE ATI:

Gruppi di impalcati di ponte

P(1) Un impalcato di un ponte deve essere considerato appartenente ad uno dei seguenti gruppi di sovrastrutture:

- Gruppo 1 Impalcati di ponti di acciaio su profili di acciaio scatolari, travature reticolari o travi pareti;
- Gruppo 2 Impalcati di ponti di calcestruzzo su profili di acciaio scatolari, travature reticolari o travi parete;**
- Gruppo 3 Solette o impalcati di calcestruzzo su travi o travi parete di calcestruzzo.

Possiamo così ottenere la temperatura effettiva dell'opera



Tenendo conto di una $t_0=15^\circ$ secondo il paragrafo 3.5.3 delle NTC si ottengono i valori caratteristici della variazione termica uniforme:

$\Delta T_{N,con}$	$\Delta T_{N,exp}$
19	31

I valori di calcolo si ottengono poi:

$\Delta T_0 = 5^\circ\text{C}$ per strutture di c.a., c.a.p. e acciaio/cls	Installazione con la misurazione accurata della temperatura della struttura e con prerogolazione per effetti termici a fine costruzione.
$\Delta T_0 = 5^\circ\text{C}$ per strutture di acciaio	
$\Delta T_0 = 10^\circ\text{C}$ per strutture di c.a., c.a.p. e acciaio/cls	Installazione con la stima della temperatura della struttura e con prerogolazione per effetti termici a fine costruzione. Per stima della temperatura della struttura si intende la valutazione secondo quanto indicato nel Capitolo 6 delle UNI EN 1991-1-5 con una accurata misura della temperatura dell'aria esterna.
$\Delta T_0 = 15^\circ\text{C}$ per strutture di acciaio	
$\Delta T_0 = 20^\circ\text{C}$ per strutture di c.a., c.a.p. e acciaio/cls	Installazione senza alcuna prerogolazione per effetti termici.
$\Delta T_0 = 30^\circ\text{C}$ per strutture di acciaio	

ΔT_0	$\Delta T_{N,con,d}$	$\Delta T_{N,exp,d}$
10	29	41

8.6.2. VARIAZIONE TERMICA DIFFERENZIALE (GIORNALIERA)

Si considera una variazione termica differenziale tra intradosso ed estradosso della sezione type 2: composite deck, pari a $\Delta T = \pm 18^\circ\text{C}$, assumendo il valore maggiore tra l'escursione massima tra estate ed inverno fornita dall'eurocodice

Type of Deck	Top warmer than bottom	Bottom warmer than top
	$\Delta T_{M,heat} (^\circ\text{C})$	$\Delta T_{M,cool} (^\circ\text{C})$
Type 1: Steel deck	18	13
Type 2: Composite deck	15	18
Type 3: Concrete deck: - concrete box girder - concrete beam - concrete slab	10 15 15	5 8 8

NOTE 1: The values given in the table represent upper bound values of the linearly varying temperature difference component for representative sample of bridge geometries.

NOTE 2: The values given in the table are based on a depth of surfacing of 50 mm for road and railway bridges. For other depths of surfacing these values should be multiplied by the factor k_{sur} . Recommended values for the factor k_{sur} is given in Table 6.2.

Il massimo spostamento dovuto all'azione termica che dovrà essere tenuto in conto per il dimensionamento di giunti ed apparecchi di appoggio sarà quindi:

$$\varepsilon_{\Delta T} = \Delta T \times \alpha = \pm 18 \times 1 \times 10^{-5} = \pm 1.8 \times 10^{-4}$$

8.7. AZIONI DI FRENAMENTO (Q3)

La forza di frenamento o accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1 e per i ponti di 1^a categoria è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq Q_3 = 0,6 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

PROGETTAZIONE ATI:

$$Q_3 = 0.6 \cdot (2 \cdot 300) + 0.10 \cdot 9 \cdot 3 \cdot 50 = 495 \text{ kN}$$

8.8. AZIONE VARIABILE DEL VENTO (Q5)

L'azione del vento è valutata, in termini di pressione, attraverso la seguente espressione (fornita dal D. Min. 17/01/2018): $p = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$.

In funzione della regione su cui sorge l'opera (Sardegna) si assume che la zona geografica di riferimento sia la "5" ed in relazione alla posizione geografica e topografica dell'opera, si adotta la classe di rugosità D ("Aree costiere"). Di seguito vengono riportate le tabelle inerenti al calcolo dell'azione del vento:

Descrizione			
Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)			
Zona	Vb,0 [m/s]	a0 [m]	ks
5	28	750	0.4
as [m]	ca	S	TR [anni]
10	1	28.0	50
cr	vr [m/s]	qr [Pa]	z _{max} [m]
1.0	28	491	6
Classe di rugosità del terreno	Descrizione		
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m		
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive		
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D		
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...)		

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

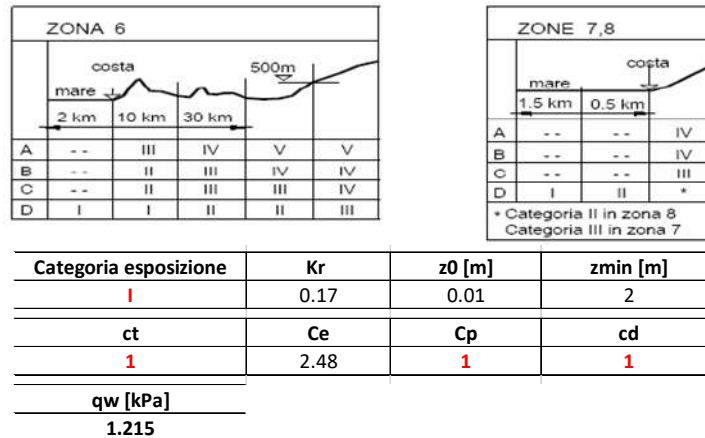
	ZONE 1,2,3,4,5					
	2 km	10 km	30 km	500m	750m	
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**

* Categoria II in zona 1,2,3,4
Categoria III in zona 5

** Categoria III in zona 2,3,4,5
Categoria IV in zona 1

	ZONA 9	
	mare	costa
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

PROGETTAZIONE ATI:



Per l'impalcato si distinguono le due condizioni di ponte carico e ponte scarico. Ciò comporta un momento parassita dovuto al diverso punto di applicazione delle forze, che verrà preso in considerazione nell'applicazione al modello di calcolo.

	campate 1-3			
	b	d	b/d	Cp
	[m]	[m]	[-]	[-]
ponte scarico	11.25	3.70	3.04	1.60
ponte carico	11.25	5.50	2.05	1.90

	campate 1-3				
	qw	Ce	Cp	d	qwy
	[KPa]	[-]	[-]	[m]	[KN/m]
ponte scarico	0.491	2.48	1.60	3.70	7.2
ponte carico	0.491	2.48	1.90	5.50	12.7

8.9. AZIONE SISMICA (E)

L'azione sismica di progetto/verifica è calcolata secondo le indicazioni delle NTC'18. Per il caso in esame è stato considerato un coefficiente di comportamento $q=1.5$.

8.9.1. DEFINIZIONE DEI PARAMETRI SISMICI

L'azione sismica si definisce a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito; Le forme spettrali sono definite in funzione di tre parametri:

- Accelerazione orizzontale massima attesa a_g .
- F_0 , valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro di accelerazione orizzontale;
- T_c^* , periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Un altro parametro essenziale per la definizione delle azioni sismiche di progetto è la vita di riferimento che è definita come: $V_R = C_u \cdot V_N$

ove:

- C_u è il coefficiente d'uso che, nel caso trattato, può essere posto pari a 2.0; in quanto appartenendo il viadotto ad un itinerario di collegamento tra capoluoghi di Provincia di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione ricade nella Classe d'uso IV.
- V_N è la vita nominale delle strutture che viene considerata pari a 50 anni;

Di conseguenza si ha: $V_R = 100$ anni

Le accelerazioni spettrali di progetto dipendono dalla probabilità, P_{Vr} , di superamento da parte della struttura di determinati Stati Limite durante la vita di riferimento.

In particolare, vengono considerati:

- Per lo stato limite ultimo, lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), per il quale a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni strutturali ai quali si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva, invece, una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali. Per lo SLV la probabilità di superamento delle accelerazioni di progetto nel periodo di riferimento è $P_{Vr} = 10\%$ (Tabella 1; tratta da NTC'18).
- Per lo stato limite di esercizio, lo stato limite di danno (SLD), per il quale, a seguito del terremoto, la costruzione, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile. Per lo SLD la probabilità di superamento delle accelerazioni di progetto nel periodo di riferimento è $P_{Vr} = 63\%$ tratta da NTC'18).

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

Figura 6.8.5 Probabilità di superamento del sisma di progetto

Considerando per la struttura in esame una vita di riferimento pari a 100 anni (NTC 2018, tabella 2.4.1)) è possibile calcolare il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , come:

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

Si ottiene:

- SLC: $P_{vr} = 0.05$ $T_{R(slv)} = 1950$ anni
- SLV: $P_{vr} = 0.1$ $T_{R(slv)} = 949$ anni
- SLD: $P_{vr} = 0.63$ $T_{R(sld)} = 101$ anni

PROGETTAZIONE ATI:

Dalla consultazione della microzonazione sismica nazionale per il sito in esame, si ottengono i seguenti parametri:

Parametri di pericolosità sismica					
Stato limite	T_r	A_g/g	T_c^*	F_0	F_v
	[anni]	[-]	[g]	[-]	[-]
SLO	60	0.025	0.299	2.67	0.57
SLD	101	0.031	0.307	2.73	0.65
SLV	949	0.06	0.371	2.88	0.95
SLC	1950	0.071	0.393	2.98	1.07

Tabella 8.6: Parametri per la definizione dell'azione sismica

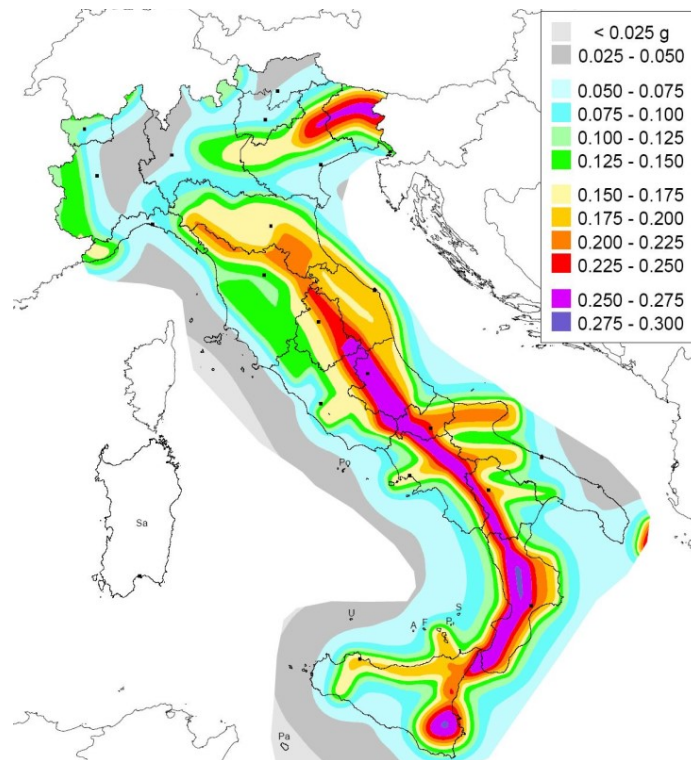


Figura 8.7: Mappa di pericolosità sismica territorio italiano

8.9.2. SPETTRI DI RISPOSTA

Gli spettri elastici vengono definiti dalla norma per sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, per cui è necessario caratterizzare "geologicamente e topograficamente" il sito in cui l'edificio sorge. In assenza di studi più approfonditi la normativa consiglia di utilizzare coefficienti correttivi S e C_c , funzione della categoria di sottosuolo e dell'ubicazione dell'edificio.

PROGETTAZIONE ATI:

In base alla classificazione proposta dalla norma delle figure precedenti si attribuiscono al sito le categorie B (tipo di suolo) e T1.

Effettuata tale classificazione è possibile ottenere gli spettri di risposta elastici in base alle successive equazioni:

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

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

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

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

Nelle quali:

- T e S_e sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale;
- S è il coefficiente introdotto in precedenza che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche, mediante la seguente relazione:

$$S = S_S \cdot S_T$$

essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T il coefficiente di amplificazione topografica

- η , il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%;
- T_C , è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante dato da:

$$T_C = C_c \cdot T_c^*$$

Dove C_c è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vedi tabella 4).

- T_B , è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro di accelerazione costante,

$$T_B = T_c / 3$$

- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4 \cdot \frac{a_g}{g} + 1.6$$

Gli spettri di risposta in termini di accelerazioni elastiche determinati secondo le istruzioni delle NTC'18 sono riportati in Figura per tutti gli stati limite previsti dalla normativa.

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

Figura 8.8: Categorie di sottosuolo

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Figura 8.9: Categorie topografiche

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_E}{n_E} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_E}{n_E} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_E}{n_E} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_E}{n_E} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Figura 8.10: Espressioni di S_s e C_c

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1.0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1.2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.4

Figura 8.11: Valori del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Si hanno infine:

Stato limite	Suolo	s_s	S_T	S	C_C	T_B	T_C	T_D
SLO	B	1.2	1	1.2	1.40	0.14	0.42	1.700
SLD	B	1.2	1	1.2	1.39	0.14	0.43	1.724
SLV	B	1.2	1	1.2	1.34	0.17	0.50	1.840
SLC	B	1.2	1	1.2	1.33	0.17	0.52	1.884

Tabella 8.12: Parametri per la definizione dello spettro elastico orizzontale

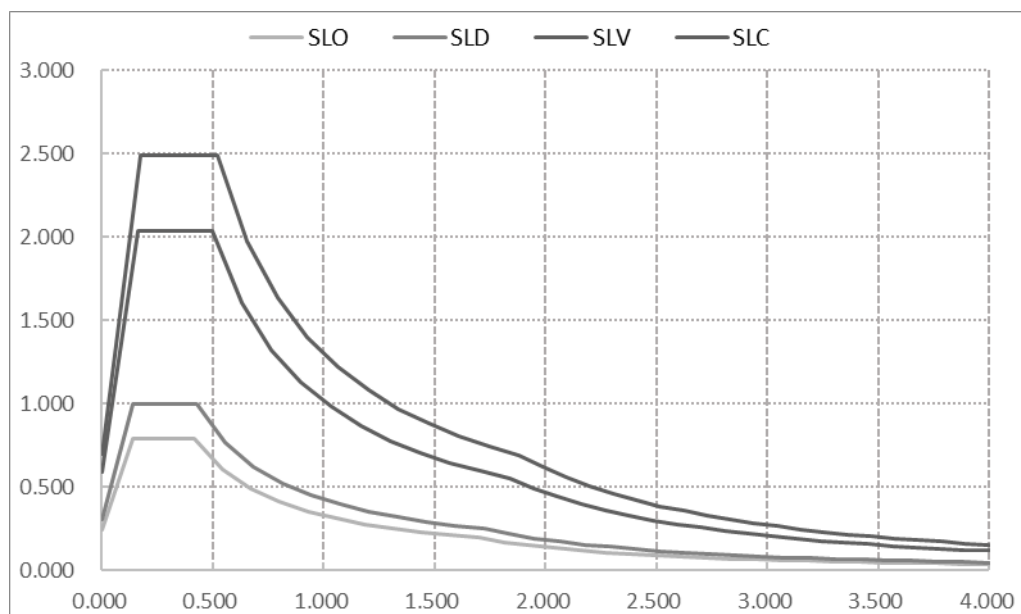


Figura 8.13: Spettri di risposta elastici [$m/s^2 - s$]

PROGETTAZIONE ATI:

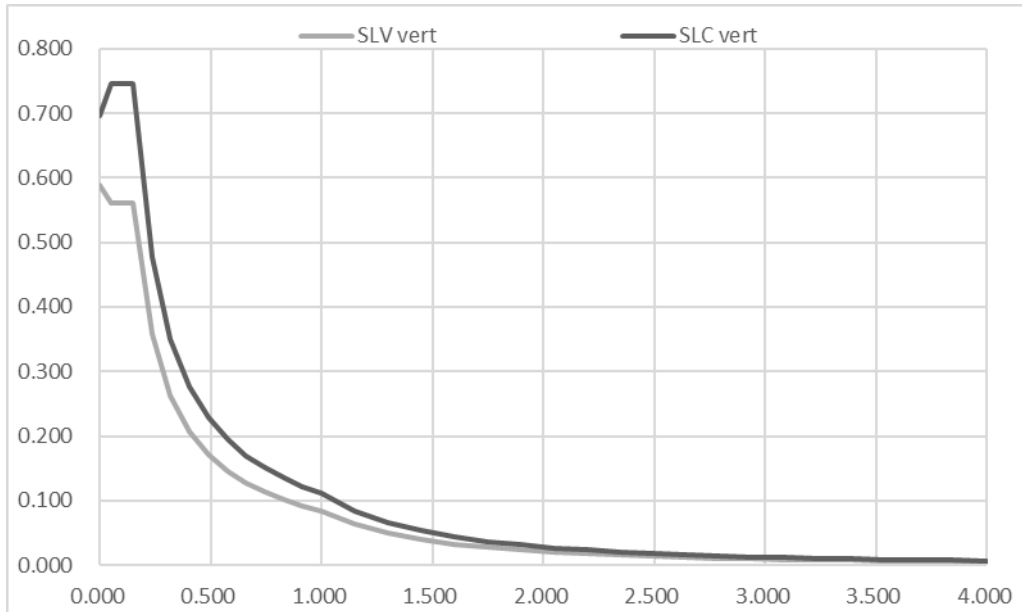


Figura 8.14: Spettri di risposta verticali [$m/s^2 - s$]

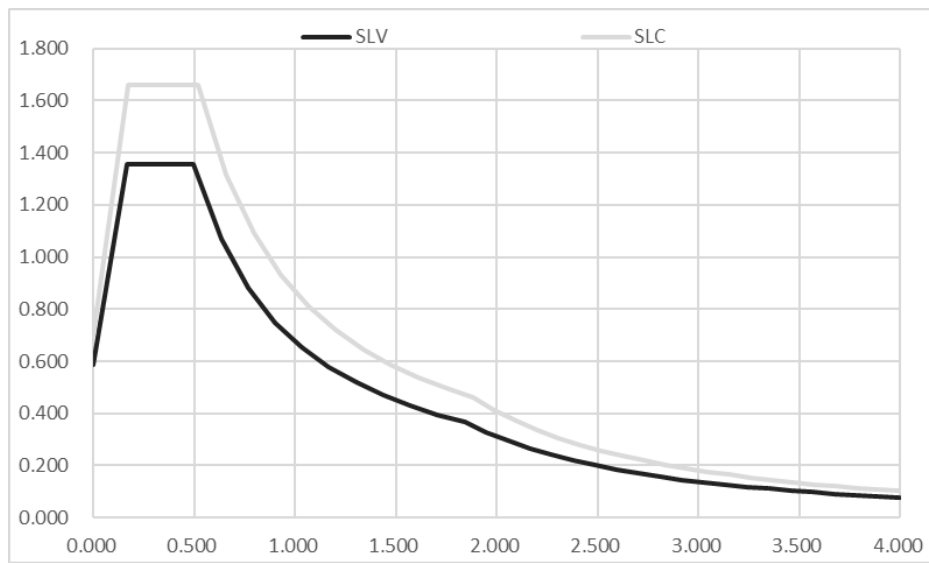


Figura 8.15 Spettri di risposta $q=1.5$ [$m/s^2 - s$]

PROGETTAZIONE ATI:

9. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si sono considerate le seguenti combinazioni delle azioni (si veda D.M. 17.01.2018 §2.5.3):

Combinazione fondamentale per gli SLU

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

Combinazione caratteristica (rara) per gli SLE irreversibili

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

Combinazione frequente per gli SLE reversibili

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

Combinazione quasi permanente per gli SLE a lungo termine

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

Combinazione sismica

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

G_1 = peso proprio di tutti gli elementi strutturali

G_2 = peso proprio di tutti gli elementi non strutturali

P = eventuale pretensione o precompressione

Q_{kj} = azioni variabili

γ_j = coefficienti parziali di sicurezza

ψ_{ij} = coefficiente di combinazione delle azioni variabili

I coefficienti parziali di sicurezza γ_j da utilizzare sono riportati nella tabella seguente (Estratto tabella 5.1.V) nella colonna "A1 STR".

Tab. 5.1.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Q3}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	γ_{e2} , γ_{e3} , γ_{e4}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

I coefficienti di combinazione Ψ_{0j} sono riportati nella tabella seguente (Estratto tabella 5.1.VI).

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

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combinazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Combinazione	Tipologia	Caso di carico considerato	Coefficiente di combinazione	Descrizione
Temperatura_inviluppo per comb	Linear Static	T- (q7)	1	Combinazione di comodo per casi successivi
	Linear Static	T+ (q7)	1	

PROGETTAZIONE ATI:

Sx+0.3Sy+0.3Sz SLV	Response Spectrum	SLV X	1	combinazione sismica
	Response Spectrum	SLV Y	0.3	
	Response Spectrum	SLV Z	0.3	
	Response Combo	G1+G2	1	
	Response Combo	Temperatura_inviluppo per comb	0.5	
	Response Combo	spalla - sisma X	1	
	Response Combo	spalla - sisma Y	0.3	
Sx+0.3Sy+0.3Sz SLC	Response Spectrum	SLC X	1	combinazione sismica
	Response Spectrum	SLC Y	0.3	
	Response Spectrum	SLV Z	0.3	
	Response Combo	G1+G2	1	
	Response Combo	Temperatura_inviluppo per comb	0.5	
spalla - sisma Y	Linear Static	DELTA SISMA Y-	1	spinte sismica del terreno sulla spalla
	Linear Static	DELTA SISMA Y+	1	
spalla - sisma X	Linear Static	DELTA SISMA X-	1	spinte sismica del terreno sulla spalla
	Linear Static	DELTA SISMA X+	1	
SLU9	Response Combo	G1+G2	1.35	combinazione agli slu
	Response Combo	Mobili Frequenti	1.35	
	Linear Static	Wpc (q5)	0.9	
	Linear Static	T+ (q7)	0.9	
	Response Combo	Frenatura tot (q3)	1.35	
	Response Combo	Ced vinc (non usato)	1.2	
SLU8	Response Combo	G1+G2	1	combinazione agli slu
	Response Combo	Mobili Caratteristici	1.35	
	Linear Static	Wpc (q5)	-0.9	
	Linear Static	T- (q7)	0.9	
	Response Combo	Ced vinc (non usato)	1.2	
SLU7	Response Combo	G1+G2	1	combinazione agli slu

PROGETTAZIONE ATI:

	Response Combo	Mobili Caratteristici	1.35	
	Linear Static	Wpc (q5)	0.9	
	Linear Static	T- (q7)	0.9	
	Response Combo	Ced vinc (non usato)	1.2	
SLU6	Response Combo	G1+G2	1	combinazione agli slu
	Response Combo	Mobili Caratteristici	1.35	
	Linear Static	Wpc (q5)	-0.9	
	Linear Static	T+ (q7)	0.9	
	Response Combo	Ced vinc (non usato)	1.2	
SLU5	Response Combo	G1+G2	1	combinazione agli slu
	Response Combo	Mobili Caratteristici	1.35	
	Linear Static	Wpc (q5)	0.9	
	Linear Static	T+ (q7)	0.9	
	Response Combo	Ced vinc (non usato)	1.2	
SLU4	Response Combo	G1+G2	1.35	combinazione agli slu
	Response Combo	Mobili Caratteristici	1.35	
	Linear Static	Wpc (q5)	-0.9	
	Linear Static	T- (q7)	0.9	
	Response Combo	Ced vinc (non usato)	1.2	
SLU38	Response Combo	G1+G2	1	combinazione agli slu
	Linear Static	Wps (q5)	-1.5	
	Linear Static	T- (q7)	0.9	
	Response Combo	Ced vinc (non usato)	1.2	
SLU37	Response Combo	G1+G2	1	combinazione agli slu
	Linear Static	Wps (q5)	-1.5	
	Linear Static	T+ (q7)	0.9	
	Response Combo	Ced vinc (non usato)	1.2	
SLU36	Response Combo	G1+G2	1	combinazione agli slu
	Linear Static	Wps (q5)	1.5	
	Linear Static	T- (q7)	0.9	

PROGETTAZIONE ATI:

	Response Combo	Ced vinc (non usato)	1.2	
SLU35	Response Combo	G1+G2	1	combinazione agli slu
	Linear Static	Wps (q5)	1.5	
	Linear Static	T+ (q7)	0.9	
	Response Combo	Ced vinc (non usato)	1.2	
SLU34	Response Combo	G1+G2	1.35	combinazione agli slu
	Linear Static	Wps (q5)	-1.5	
	Linear Static	T- (q7)	0.9	
	Response Combo	Ced vinc (non usato)	1.2	
SLU33	Response Combo	G1+G2	1.35	combinazione agli slu
	Linear Static	Wps (q5)	-1.5	
	Linear Static	T+ (q7)	0.9	
	Response Combo	Ced vinc (non usato)	1.2	
SLU32	Response Combo	G1+G2	1.35	combinazione agli slu
	Linear Static	Wps (q5)	1.5	
	Linear Static	T- (q7)	0.9	
	Response Combo	Ced vinc (non usato)	1.2	
SLU31	Response Combo	G1+G2	1.35	combinazione agli slu
	Linear Static	Wps (q5)	1.5	
	Linear Static	T+ (q7)	0.9	
	Response Combo	Ced vinc (non usato)	1.2	
SLU30	Response Combo	G1+G2	1	combinazione agli slu
	Response Combo	Mobili Frequenti	1.35	
	Linear Static	Wpc (q5)	-1.5	
	Linear Static	T- (q7)	0.9	
	Response Combo	Ced vinc (non usato)	1.2	
SLU3	Response Combo	G1+G2	1.35	combinazione agli slu
	Response Combo	Mobili Caratteristici	1.35	
	Linear Static	Wpc (q5)	0.9	
	Linear Static	T- (q7)	0.9	

PROGETTAZIONE ATI:

	Response Combo	Ced vinc (non usato)	1.2	
SLU29	Response Combo	G1+G2	1	combinazione agli slu
	Response Combo	Mobili Frequenti	1.35	
	Linear Static	Wpc (q5)	-1.5	
	Linear Static	T+ (q7)	0.9	
	Response Combo	Ced vinc (non usato)	1.2	
SLU28	Response Combo	G1+G2	1	combinazione agli slu
	Response Combo	Mobili Frequenti	1.35	
	Linear Static	Wpc (q5)	1.5	
	Linear Static	T- (q7)	0.9	
	Response Combo	Ced vinc (non usato)	1.2	
SLU27	Response Combo	G1+G2	1	combinazione agli slu
	Response Combo	Mobili Frequenti	1.35	
	Linear Static	Wpc (q5)	1.5	
	Linear Static	T+ (q7)	0.9	
	Response Combo	Ced vinc (non usato)	1.2	
SLU26	Response Combo	G1+G2	1.35	combinazione agli slu
	Response Combo	Mobili Frequenti	1.35	
	Linear Static	Wpc (q5)	-1.5	
	Linear Static	T- (q7)	0.9	
	Response Combo	Ced vinc (non usato)	1.2	
SLU25	Response Combo	G1+G2	1.35	combinazione agli slu
	Response Combo	Mobili Frequenti	1.35	
	Linear Static	Wpc (q5)	-1.5	
	Linear Static	T+ (q7)	0.9	
	Response Combo	Ced vinc (non usato)	1.2	
SLU24	Response Combo	G1+G2	1.35	combinazione agli slu
	Response Combo	Mobili Frequenti	1.35	
	Linear Static	Wpc (q5)	1.5	

PROGETTAZIONE ATI:

	Linear Static	T- (q7)	0.9	
	Response Combo	Ced vinc (non usato)	1.2	
SLU23	Response Combo	G1+G2	1.35	combinazione agli slu
	Response Combo	Mobili Frequenti	1.35	
	Linear Static	Wpc (q5)	1.5	
	Linear Static	T+ (q7)	0.9	
	Response Combo	Ced vinc (non usato)	1.2	
SLU22	Response Combo	G1+G2	1	combinazione agli slu
	Response Combo	Mobili Frequenti	1.35	
	Linear Static	Wpc (q5)	0.9	
	Linear Static	T+ (q7)	0.9	
	Response Combo	Centrifuga tot (q4)	1.35	
	Response Combo	Ced vinc (non usato)	1.2	
SLU21	Response Combo	G1+G2	1	combinazione agli slu
	Response Combo	Mobili Frequenti	1.35	
	Linear Static	Wpc (q5)	0.9	
	Linear Static	T+ (q7)	0.9	
	Response Combo	Centrifuga tot (q4)	1.35	
	Response Combo	Ced vinc (non usato)	1.2	
SLU20	Response Combo	G1+G2	1	combinazione agli slu
	Response Combo	Mobili Frequenti	1.35	
	Linear Static	Wpc (q5)	0.9	
	Linear Static	T+ (q7)	0.9	
	Response Combo	Centrifuga tot (q4)	1.35	
	Response Combo	Ced vinc (non usato)	1.2	
SLU2	Response Combo	G1+G2	1.35	combinazione agli slu
	Response Combo	Mobili Caratteristici	1.35	
	Linear Static	Wpc (q5)	-0.9	
	Linear Static	T+ (q7)	0.9	

PROGETTAZIONE ATI:

	Response Combo	Ced vinc (non usato)	1.2	
SLU19	Response Combo	G1+G2	1.35	combinazione agli slu
	Response Combo	Mobili Frequenti	1.35	
	Linear Static	Wpc (q5)	0.9	
	Linear Static	T+ (q7)	0.9	
	Response Combo	Centrifuga tot (q4)	1.35	
	Response Combo	Ced vinc (non usato)	1.2	
SLU18	Response Combo	G1+G2	1.35	combinazione agli slu
	Response Combo	Mobili Frequenti	1.35	
	Linear Static	Wpc (q5)	0.9	
	Linear Static	T+ (q7)	0.9	
	Response Combo	Centrifuga tot (q4)	1.35	
	Response Combo	Ced vinc (non usato)	1.2	
SLU17	Response Combo	G1+G2	1.35	combinazione agli slu
	Response Combo	Mobili Frequenti	1.35	
	Linear Static	Wpc (q5)	0.9	
	Linear Static	T+ (q7)	0.9	
	Response Combo	Centrifuga tot (q4)	1.35	
SLU16	Response Combo	G1+G2	1	combinazione agli slu
	Response Combo	Mobili Frequenti	1.35	
	Linear Static	Wpc (q5)	-0.9	
	Linear Static	T+ (q7)	0.9	
	Response Combo	Frenatura tot (q3)	-1.35	
	Response Combo	Ced vinc (non usato)	1.2	
SLU15	Response Combo	G1+G2	1	combinazione agli slu
	Response Combo	Mobili Frequenti	1.35	
	Linear Static	Wpc (q5)	-0.9	
	Linear Static	T+ (q7)	0.9	
	Response	Frenatura tot (q3)	1.35	

PROGETTAZIONE ATI:

	Combo			
	Response Combo	Ced vinc (non usato)	1.2	
SLU14	Response Combo	G1+G2	1	combinazione agli slu
	Response Combo	Mobili Frequenti	1.35	
	Linear Static	Wpc (q5)	0.9	
	Linear Static	T+ (q7)	0.9	
	Response Combo	Frenatura tot (q3)	-1.35	
	Response Combo	Ced vinc (non usato)	1.2	
SLU13	Response Combo	G1+G2	1	combinazione agli slu
	Response Combo	Mobili Frequenti	1.35	
	Linear Static	Wpc (q5)	0.9	
	Linear Static	T+ (q7)	0.9	
	Response Combo	Frenatura tot (q3)	1.35	
	Response Combo	Ced vinc (non usato)	1.2	
SLU12	Response Combo	G1+G2	1.35	combinazione agli slu
	Response Combo	Mobili Frequenti	1.35	
	Linear Static	Wpc (q5)	-0.9	
	Linear Static	T+ (q7)	0.9	
	Response Combo	Frenatura tot (q3)	-1.35	
	Response Combo	Ced vinc (non usato)	1.2	
SLU11	Response Combo	G1+G2	1.35	combinazione agli slu
	Response Combo	Mobili Frequenti	1.35	
	Linear Static	Wpc (q5)	-0.9	
	Linear Static	T+ (q7)	0.9	
	Response Combo	Frenatura tot (q3)	1.35	
	Response Combo	Ced vinc (non usato)	1.2	
SLU10	Response Combo	G1+G2	1.35	combinazione agli slu
	Response Combo	Mobili Frequenti	1.35	

PROGETTAZIONE ATI:

	Linear Static	Wpc (q5)	0.9	
	Linear Static	T+ (q7)	0.9	
	Response Combo	Frenatura tot (q3)	-1.35	
	Response Combo	Ced vinc (non usato)	1.2	
SLU1	Response Combo	G1+G2	1.35	combinazione agli slu
	Response Combo	Mobili Caratteristici	1.35	
	Linear Static	Wpc (q5)	0.9	
	Linear Static	T+ (q7)	0.9	
	Response Combo	Ced vinc (non usato)	1.2	
SLE_RA_9	Response Combo	G1+G2	1	combinazione agli sle - rara
	Response Combo	Mobili Frequenti	1	
	Linear Static	Wpc (q5)	0.6	
	Linear Static	T+ (q7)	0.6	
	Response Combo	Centrifuga tot (q4)	1	
	Response Combo	Ced vinc (non usato)	1	
SLE_RA_8	Response Combo	G1+G2	1	combinazione agli sle - rara
	Response Combo	Mobili Frequenti	1	
	Linear Static	Wpc (q5)	-0.6	
	Linear Static	T+ (q7)	0.6	
	Response Combo	Frenatura tot (q3)	-1	
	Response Combo	Ced vinc (non usato)	1	
SLE_RA_7	Response Combo	G1+G2	1	combinazione agli sle - rara
	Response Combo	Mobili Frequenti	1	
	Linear Static	Wpc (q5)	0.6	
	Linear Static	T+ (q7)	0.6	
	Response Combo	Frenatura tot (q3)	-1	
	Response Combo	Ced vinc (non usato)	1	
SLE_RA_6	Response Combo	G1+G2	1	combinazione agli sle - rara
	Response	Mobili Frequenti	1	

PROGETTAZIONE ATI:

	Combo			
	Linear Static	Wpc (q5)	-0.6	
	Linear Static	T+ (q7)	0.6	
	Response Combo	Frenatura tot (q3)	1	
	Response Combo	Ced vinc (non usato)	1	
SLE_RA_5	Response Combo	G1+G2	1	combinazione agli sle - rara
	Response Combo	Mobili Frequenti	1	
	Linear Static	Wpc (q5)	0.6	
	Linear Static	T+ (q7)	0.6	
	Response Combo	Frenatura tot (q3)	1	
	Response Combo	Ced vinc (non usato)	1	
SLE_RA_4	Response Combo	G1+G2	1	combinazione agli sle - rara
	Response Combo	Mobili Caratteristici	1	
	Linear Static	Wpc (q5)	-0.6	
	Linear Static	T- (q7)	0.6	
	Response Combo	Ced vinc (non usato)	1	
SLE_RA_3	Response Combo	G1+G2	1	combinazione agli sle - rara
	Response Combo	Mobili Caratteristici	1	
	Linear Static	Wpc (q5)	0.6	
	Linear Static	T- (q7)	0.6	
	Response Combo	Ced vinc (non usato)	1	
SLE_RA_2	Response Combo	G1+G2	1	combinazione agli sle - rara
	Response Combo	Mobili Caratteristici	1	
	Linear Static	Wpc (q5)	-0.6	
	Linear Static	T+ (q7)	0.6	
	Response Combo	Ced vinc (non usato)	1	
SLE_RA_15	Response Combo	G1+G2	1	combinazione agli sle - rara
	Linear Static	Wps (q5)	-1	
	Linear Static	T+ (q7)	0.6	
	Response Combo	Ced vinc (non usato)	1	

PROGETTAZIONE ATI:

SLE_RA_14	Response Combo	G1+G2	1	combinazione agli sle - rara
	Linear Static	Wps (q5)	1	
	Linear Static	T+ (q7)	0.6	
	Response Combo	Ced vinc (non usato)	1	
SLE_RA_13	Response Combo	G1+G2	1	combinazione agli sle - rara
	Response Combo	Mobili Frequenti	1	
	Linear Static	Wpc (q5)	-1	
	Linear Static	T+ (q7)	0.6	
	Response Combo	Ced vinc (non usato)	1	
SLE_RA_12	Response Combo	G1+G2	1	combinazione agli sle - rara
	Response Combo	Mobili Frequenti	1	
	Linear Static	Wpc (q5)	1	
	Linear Static	T+ (q7)	0.6	
	Response Combo	Ced vinc (non usato)	1	
SLE_RA_11	Response Combo	G1+G2	1	combinazione agli sle - rara
	Response Combo	Mobili Frequenti	1	
	Linear Static	Wpc (q5)	0.6	
	Linear Static	T+ (q7)	0.6	
	Response Combo	Centrifuga tot (q4)	1	
	Response Combo	Ced vinc (non usato)	1	
SLE_RA_10	Response Combo	G1+G2	1	combinazione agli sle - rara
	Response Combo	Mobili Frequenti	1	
	Linear Static	Wpc (q5)	0.6	
	Linear Static	T+ (q7)	0.6	
	Response Combo	Centrifuga tot (q4)	1	
	Response Combo	Ced vinc (non usato)	1	
SLE_RA_1	Response Combo	G1+G2	1	combinazione agli sle - rara
	Response Combo	Mobili Caratteristici	1	
	Linear Static	Wpc (q5)	0.6	

PROGETTAZIONE ATI:

	Linear Static	T+ (q7)	0.6	
	Response Combo	Ced vinc (non usato)	1	
SLE_QP_1	Response Combo	G1+G2	1	combinazione agli sle - quasi permanente
	Response Combo	Temperatura_inviluppo per comb	0.5	
SLE_FR_4	Response Combo	G1+G2	1	combinazione agli sle - frequente
	Response Combo	Temperatura_inviluppo per comb	0.6	
SLE_FR_3	Response Combo	G1+G2	1	combinazione agli sle - frequente
	Response Combo	Temperatura_inviluppo per comb	0.5	
	Linear Static	Wps (q5)	-0.2	
SLE_FR_2	Response Combo	G1+G2	1	combinazione agli sle - frequente
	Response Combo	Temperatura_inviluppo per comb	0.5	
	Linear Static	Wps (q5)	0.2	
SLE_FR_1	Response Combo	G1+G2	1	combinazione agli sle - frequente
	Response Combo	Mobili Frequenti	1	
	Response Combo	Temperatura_inviluppo per comb	0.5	
-----rara inviluppo	Response Combo	SLE_RA_1	1	inviluppo delle combinazioni rare
	Response Combo	SLE_RA_2	1	
	Response Combo	SLE_RA_3	1	
	Response Combo	SLE_RA_4	1	
	Response Combo	SLE_RA_5	1	
	Response Combo	SLE_RA_6	1	
	Response Combo	SLE_RA_7	1	
	Response Combo	SLE_RA_8	1	
	Response Combo	SLE_RA_9	1	
	Response Combo	SLE_RA_10	1	
	Response Combo	SLE_RA_11	1	

PROGETTAZIONE ATI:

	Response Combo	SLE_RA_12	1	
	Response Combo	SLE_RA_13	1	
	Response Combo	SLE_RA_14	1	
	Response Combo	SLE_RA_15	1	
-----qp invilppo	Response Combo	SLE_QP_1	1	inviluppo delle combinazioni QP
Mobili Frequenti	Moving Load	TANDEM	0.75	Combinazione di comodo per casi successivi
	Moving Load	DISTRIB	0.4	
	Linear Static	spinta mobili su spalla	0.75	
Mobili Caratteristici	Moving Load	TANDEM	1	Combinazione di comodo per casi successivi
	Moving Load	DISTRIB	1	
	Linear Static	spinta mobili su spalla	1	
G1+G2	Linear Static	G1 + SPINTE	1	Combinazione di comodo per casi successivi
	Linear Static	G2 + spinte	1	
-----frequente inviluppo	Response Combo	SLE_FR_1	1	inviluppo delle combinazioni frequenti
	Response Combo	SLE_FR_2	1	
	Response Combo	SLE_FR_3	1	
	Response Combo	SLE_FR_4	1	
Frenatura tot (q3)	Linear Static	Fren (q3)	1	Combinazione di comodo per casi successivi
ENV SLV SISMICA	Response Combo	$0.3S_x+0.3S_y+S_z$ SLV	1	inviluppo delle combinazioni sismiche SLV
	Response Combo	$0.3S_x+S_y+0.3S_z$ SLV	1	
	Response Combo	$S_x+0.3S_y+0.3S_z$ SLV	1	
ENV SLU TOTALI	Response Combo	SLU10	1	inviluppo delle combinazioni SLU
	Response Combo	SLU11	1	
	Response Combo	SLU12	1	
	Response Combo	SLU13	1	
	Response Combo	SLU14	1	
	Response Combo	SLU15	1	
	Response Combo	SLU16	1	

PROGETTAZIONE ATI:

Response Combo	SLU17	1
Response Combo	SLU18	1
Response Combo	SLU19	1
Response Combo	SLU2	1
Response Combo	SLU20	1
Response Combo	SLU21	1
Response Combo	SLU22	1
Response Combo	SLU23	1
Response Combo	SLU24	1
Response Combo	SLU25	1
Response Combo	SLU26	1
Response Combo	SLU27	1
Response Combo	SLU28	1
Response Combo	SLU29	1
Response Combo	SLU3	1
Response Combo	SLU30	1
Response Combo	SLU31	1
Response Combo	SLU32	1
Response Combo	SLU33	1
Response Combo	SLU34	1
Response Combo	SLU35	1
Response Combo	SLU36	1
Response Combo	SLU37	1
Response Combo	SLU38	1
Response Combo	SLU4	1

PROGETTAZIONE ATI:

	Response Combo	SLU5	1	
	Response Combo	SLU6	1	
	Response Combo	SLU7	1	
	Response Combo	SLU8	1	
	Response Combo	SLU9	1	
ENV SLC SISMICA	Response Combo	$0.3S_x+S_y+0.3S_z$ SLC	1	involuppo delle combinazioni sismiche SLC
	Response Combo	$S_x+0.3S_y+0.3S_z$ SLC	1	
	Response Combo	$0.3S_x+0.3S_y+S_z$ SLC	1	
$0.3S_x+S_y+0.3S_z$ SLV	Response Spectrum	SLV X	0.3	combinazione sismica
	Response Spectrum	SLV Y	1	
	Response Spectrum	SLV Z	0.3	
	Response Combo	G1+G2	1	
	Response Combo	Temperatura_involuppo per comb	0.5	
	Response Combo	spalla - sisma Y	1	
	Response Combo	spalla - sisma X	0.3	
$0.3S_x+S_y+0.3S_z$ SLC	Response Spectrum	SLC X	0.3	combinazione sismica
	Response Spectrum	SLC Y	1	
	Response Spectrum	SLV Z	0.3	
	Response Combo	G1+G2	1	
	Response Combo	Temperatura_involuppo per comb	0.5	
$0.3S_x+0.3S_y+S_z$ SLV	Response Spectrum	SLV X	0.3	combinazione sismica
	Response Spectrum	SLV Y	0.3	
	Response Spectrum	SLV Z	1	
	Response Combo	G1+G2	1	
	Response Combo	Temperatura_involuppo per comb	0.5	

PROGETTAZIONE ATI:

	Response Combo	spalla - sisma X	0.3	
	Response Combo	spalla - sisma Y	0.3	
0.3Sx+0.3Sy+Sz SLC	Response Spectrum	SLC X	0.3	combinazione sismica
	Response Spectrum	SLC Y	0.3	
	Response Spectrum	SLC Z	1	
	Response Combo	G1+G2	1	
	Response Combo	Temperatura_inviluppo per comb	0.5	

9.1. METODOLOGIA DI ANALISI

9.1.1. ANALISI IN CONDIZIONI NON-SISMICHE

Le analisi svolte in condizioni non sismiche sono tutte di tipo statico lineare. L'analisi per carichi mobili è stata svolta in automatico dal software impiegando la teoria delle linee di influenza e ricavando l'involuppo delle sollecitazioni sugli elementi strutturali.

I risultati delle analisi in termini di distribuzioni delle sollecitazioni sono riportati nei paragrafi di verifica dei singoli elementi strutturali.

9.1.2. ANALISI SISMICA

Nelle verifiche riguardanti l'impalcato l'azione sismica non è determinante. Viene comunque presa in conto per la determinazione degli spostamenti massimi degli appoggi mobili tramite un'analisi spettrale come definito nel capitolo precedente.

10. MODELLAZIONE DELLA TRAVATA

10.1. FASI COSTRUTTIVE E DI CALCOLO

Nella realizzazione dell'impalcato si dovrà procedere secondo le fasi costruttive indicate nella tabella successiva.

Fase	Operazione	Verifiche
1	Posa in opera delle travi e getto soletta	Verifica della carpenteria
2	Applicazione sovraccarichi permanenti	Verifica della sezione mista, effetti reologici
3	Esercizio viadotto	Verifiche slu, sle, fatica

10.2. GEOMETRIA DEL MODELLO DI CALCOLO

Il modello di calcolo è stato realizzato impiegando esclusivamente elementi frame per la modellazione delle varie parti strutturali (travi, traversi, soletta).

La struttura dell'impalcato in particolare è stata modellata a graticcio tenendo conto della presenza delle fasce di soletta e dei traversi che contribuiscono alla ripartizione trasversale dei carichi tra le travi di impalcato.

Le connessioni tra gli elementi sono state modellate ove necessario mediante link rigidi; sono inoltre stati utilizzati link elastici che vanno a modellare in particolare il comportamento meccanico degli apparecchi di appoggio.

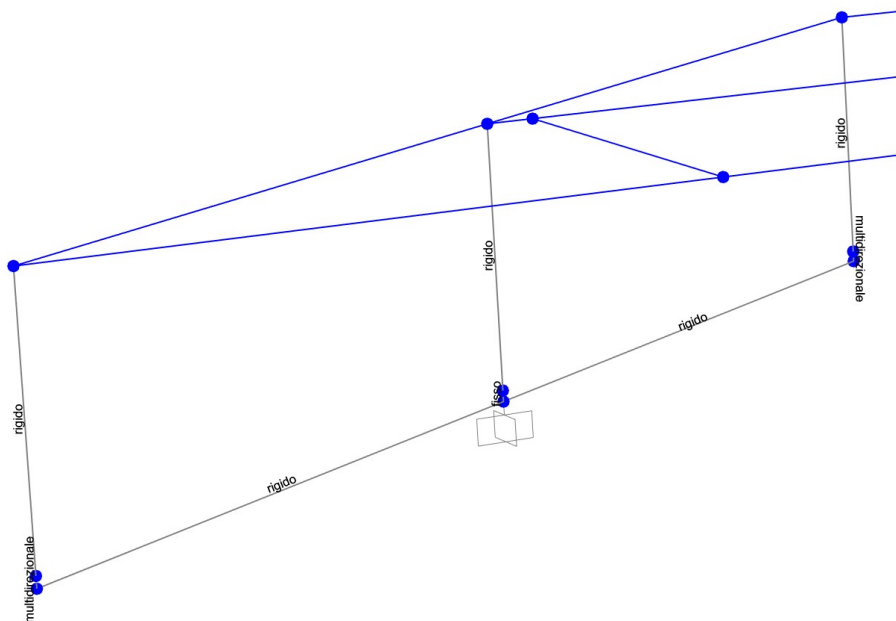


Figura 10.1: Modellazione connessioni tra travi e appoggi su spalla A

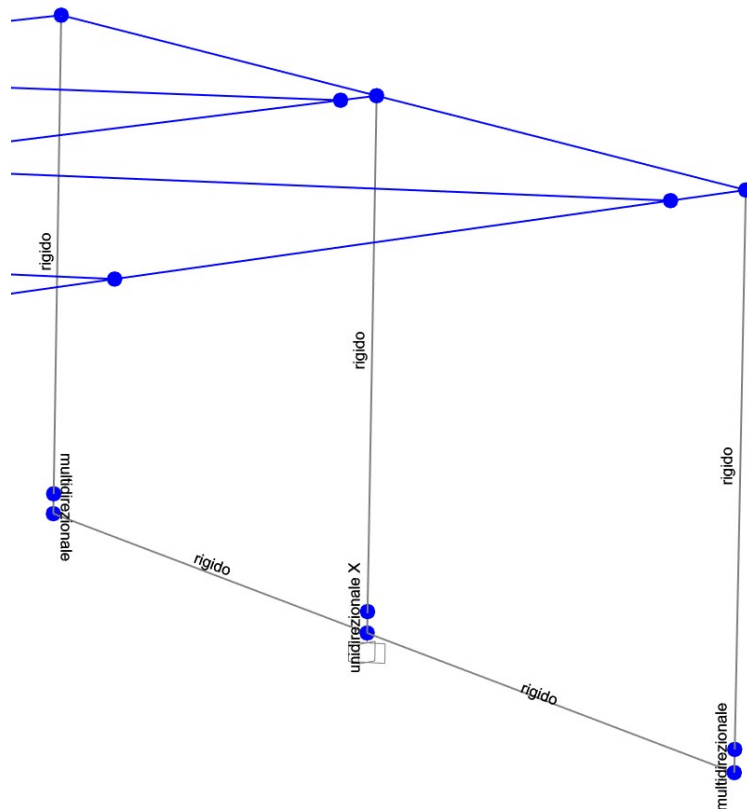


Figura 10.2: Modellazione connessioni tra travi e appoggi su spalla B

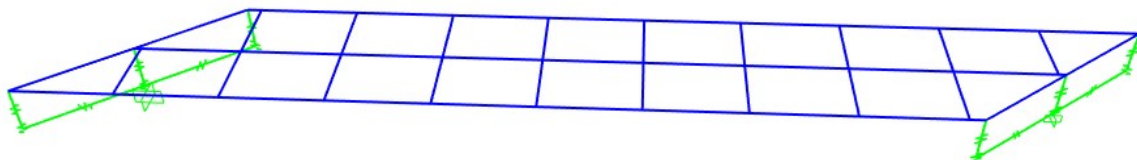


Figura 10.3: Vista del modello di calcolo

10.3. VINCOLI

10.3.1. VINCOLI ESTERNI

Le spalle non sono state incluse nel modello globale ma sono stati quindi modellati i soli appoggi mediante vincoli esterni di tipo incastro.

10.3.2. VINCOLI INTERNI

Ciascun apparecchio d'appoggio sotto ogni trave è stato modellato tramite un link elastici lineari, non essendo previsti isolatori. La rigidezza è stata calibrata così da ottenere risultati più vicini alla realtà senza incorrere in problemi numerici.

PROGETTAZIONE ATI:

The screenshot shows a software dialog box for defining a fixed support. It includes the following sections:

- Link/Support Name:** An empty text input field.
- Directional Control:** A table with two columns: "Direction" and "Fixed".

Direction	Fixed
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>
- Stiffness Values Used For All Load Cases:** Radio buttons for "Stiffness Is Uncoupled" (selected) and "Stiffness Is Coupled". Input fields for U1 (5.000E+08), U2 (1.000E+08), U3 (1.000E+08), R1, R2, and R3.
- Damping Values Used For All Load Cases:** Radio buttons for "Damping Is Uncoupled" (selected) and "Damping Is Coupled". Input fields for U1 (0.), U2 (0.), U3 (0.), R1, R2, and R3.
- Shear Distance from End J:** Input fields for U2 (0.) and U3 (0.).
- Units:** A dropdown menu set to "KN, m, C".
- Buttons:** "OK" and "Cancel".

Figura 10.4: Definizione dell'appoggio fisso

The screenshot shows a software dialog box for defining a multidirectional support. It includes the following sections:

- Link/Support Name:** An empty text input field.
- Directional Control:** A table with two columns: "Direction" and "Fixed".

Direction	Fixed
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>
- Stiffness Values Used For All Load Cases:** Radio buttons for "Stiffness Is Uncoupled" (selected) and "Stiffness Is Coupled". Input fields for U1 (1.000E+08), U2 (1.), U3 (1.), R1, R2, and R3.
- Damping Values Used For All Load Cases:** Radio buttons for "Damping Is Uncoupled" (selected) and "Damping Is Coupled". Input fields for U1 (0.), U2 (0.), U3 (0.), R1, R2, and R3.
- Shear Distance from End J:** Input fields for U2 (0.) and U3 (0.).
- Units:** A dropdown menu set to "KN, m, C".
- Buttons:** "OK" and "Cancel".

Figura 10.5: Definizione dell'appoggio multidirezionale

The screenshot shows a software dialog box with the following sections:

- Link/Support Name:** An empty text input field.
- Directional Control:** A table with two columns: "Direction" and "Fixed".

<input checked="" type="checkbox"/>	U1	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/>	U2	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/>	U3	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>	R1	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>	R2	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>	R3	<input type="checkbox"/>
- Stiffness Values Used For All Load Cases:** Radio buttons for "Stiffness Is Uncoupled" (selected) and "Stiffness Is Coupled". Input fields for U1 (5.000E+08), U2 (1), U3 (1.000E+08), R1, R2, and R3.
- Damping Values Used For All Load Cases:** Radio buttons for "Damping Is Uncoupled" (selected) and "Damping Is Coupled". Input fields for U1 (0), U2 (0), U3 (0), R1, R2, and R3.
- Shear Distance from End J:** Input fields for U2 (0) and U3 (0).
- Units:** A dropdown menu set to "KN, m, C".
- Buttons:** "OK" and "Cancel" buttons at the bottom.

Figura 10.6: Definizione dell'appoggio unidirezionale in direzione X

The screenshot shows a software dialog box with the following sections:

- Link/Support Name:** An empty text input field.
- Directional Control:** A table with two columns: "Direction" and "Fixed".

Direction	Fixed
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>
- Stiffness Values Used For All Load Cases:** Radio buttons for "Stiffness Is Uncoupled" (selected) and "Stiffness Is Coupled". Input fields for U1 (5.000E+08), U2 (1.000E+08), U3 (1.), R1, R2, and R3.
- Damping Values Used For All Load Cases:** Radio buttons for "Damping Is Uncoupled" (selected) and "Damping Is Coupled". Input fields for U1 (0.), U2 (0.), U3 (0.), R1, R2, and R3.
- Shear Distance from End J:** Input fields for U2 (0.) and U3 (0.).
- Units:** A dropdown menu set to "KN, m, C".
- Buttons:** "OK" and "Cancel".

Figura 10.7: Definizione dell'appoggio unidirezionale in direzione Y

10.4. DEFINIZIONE DELLE SEZIONI

Ciascun concio modellato tramite elementi frame viene dotato nelle rispettive fasi della corretta sezione di competenza, che si tratti della sola carpenteria metallica o della sezione mista. La larghezza della soletta viene assegnata in questa fase forfettariamente e pari a 3.2m, essendo questa utile solo ai fini delle rigidezze e venendo invece i pesi assegnati a parte (vedesi in seguito).

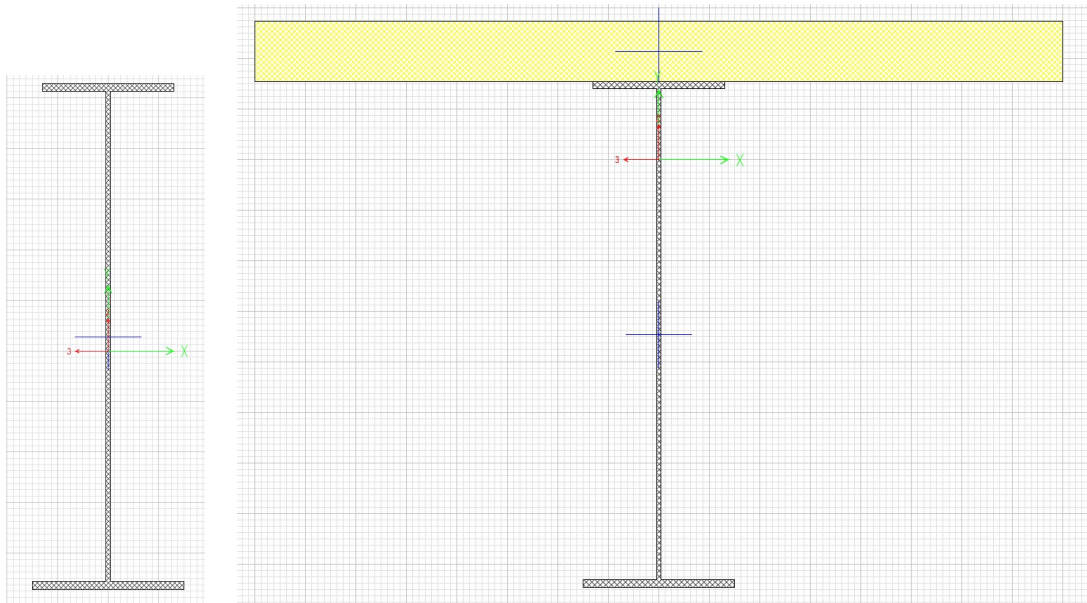


Figura 10.8: Sezioni di sola carpenteria metallica e carpenteria + soletta per il conccio 1

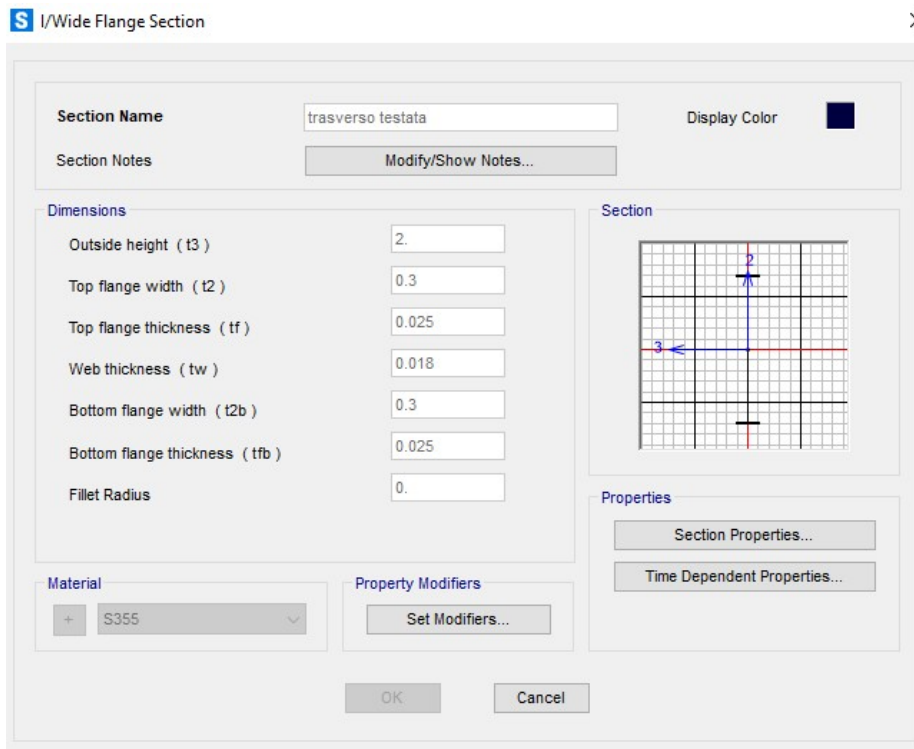


Figura 10.9: Sezione del trasverso di testata

10.4.1. TRASVERSI INTERMEDI

La sezione assegnata ai trasversi intermedi è una sezione generica per modellare il comportamento equivalente a piastra della travatura reticolare di cui è composto.

Section Name: TRASVERSO GENERAL			
Properties			
Cross-section (axial) area	0.0218	Section modulus about 3 axis (top)	1.490E-03
Moment of Inertia about 3 axis	9.200E-03	Section modulus about 3 axis (bottom)	1.490E-03
Moment of Inertia about 2 axis	9.000E-04	Section modulus about 2 axis (left)	6.000E-04
Product of Inertia about 2-3	0.	Section modulus about 2 axis (right)	6.000E-04
Torsional constant	1.614E-06	Warping Constant (Cw)	8.821E-05
Shear area in 2 direction	3.800E-03	Plastic modulus about 3 axis	0.0167
Shear area in 3 direction	3.800E-03	Plastic modulus about 2 axis	9.123E-04
CG offset in 3 direction	0.	Radius of Gyration about 3 axis	0.8267
CG offset in 2 direction	0.	Radius of Gyration about 2 axis	0.0643
Shear Center Offset (x3)	0.		
Shear Center Offset (x2)*	0.	* Value is not used in analysis	

Figura 10.10: Sezione del trasverso di mezzeria

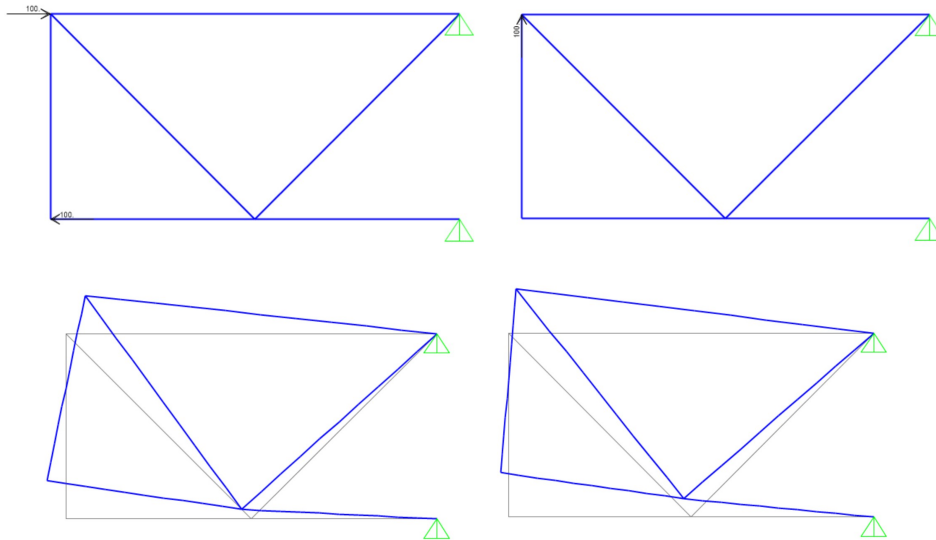


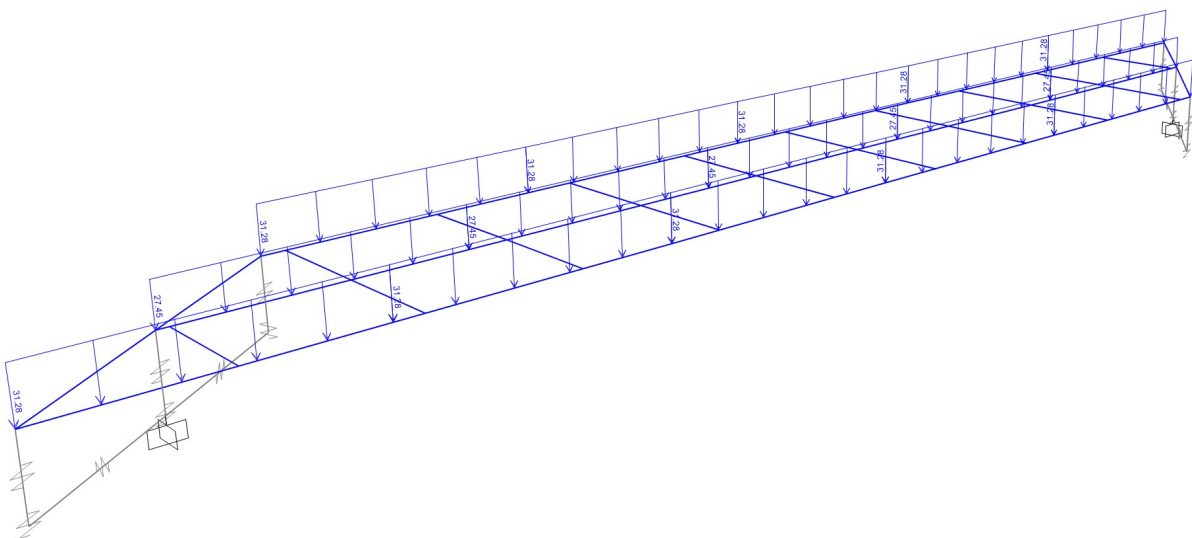
Figura 10.11 Valutazione del comportamento equivalente attraverso l'applicazione di una coppia (sinistra) e di una forza verticale (destra)

In particolare si va a tener conto della deformabilità tagliante oltre che quella flessionale eguagliando il comportamento della struttura reticolare a quello di un pannello equivalente.

10.1. CARICHI E MASSE

10.1.1. APPLICAZIONE DEI CARICHI STRUTTURALI

Il peso proprio degli elementi strutturali (travi e trasversi) è stato valutato in automatico dal software di calcolo in funzione delle dimensioni delle sezioni trasversali e delle caratteristiche del materiale assegnato. Il peso proprio della soletta viene invece applicato manualmente alle travi nelle varie fasi.



PROGETTAZIONE ATI:

Figura 10.12 Applicazione dei G_1 di soletta e cordoli

10.1.2. APPLICAZIONE DEI CARICHI FISSI NON STRUTTURALI

I carichi fissi non strutturali (manto, barriere, drenaggi, ecc.) sono stati assegnati come un carico uniforme agli elementi frame mediante i quali sono state modellate le strutture di impalcato. Il valore del carico distribuito è quello definito nell'analisi dei carichi

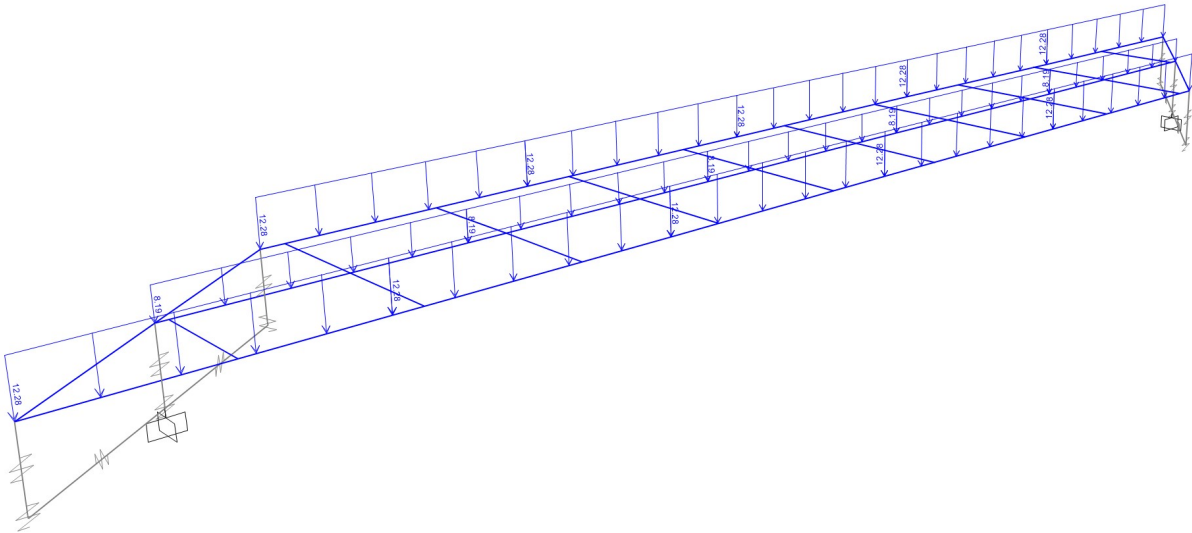


Figura 10.13 Applicazione dei G_2 permanenti portati

10.1.3. APPLICAZIONE DEI CARICHI VARIABILI

Si riportano di seguito le immagini relative all'applicazione di principali carichi I carichi avariabili. Il valore del carico distribuito è quello definito nell'analisi dei carichi al

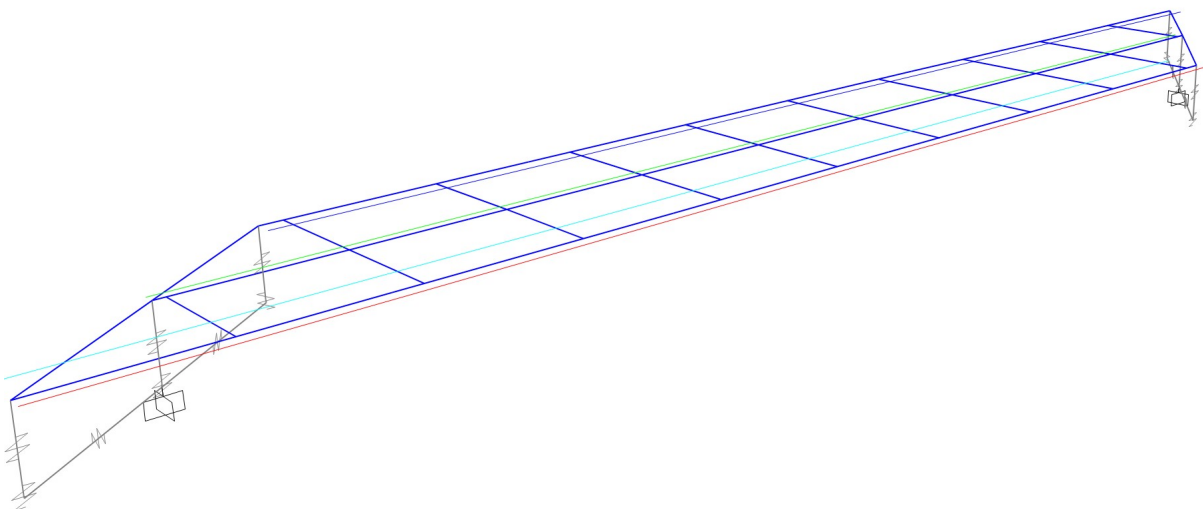


Figura 10.14 Definizione delle corsie di carico del q_1 da traffico nel caso A (corsia 1 blu)

PROGETTAZIONE ATI:

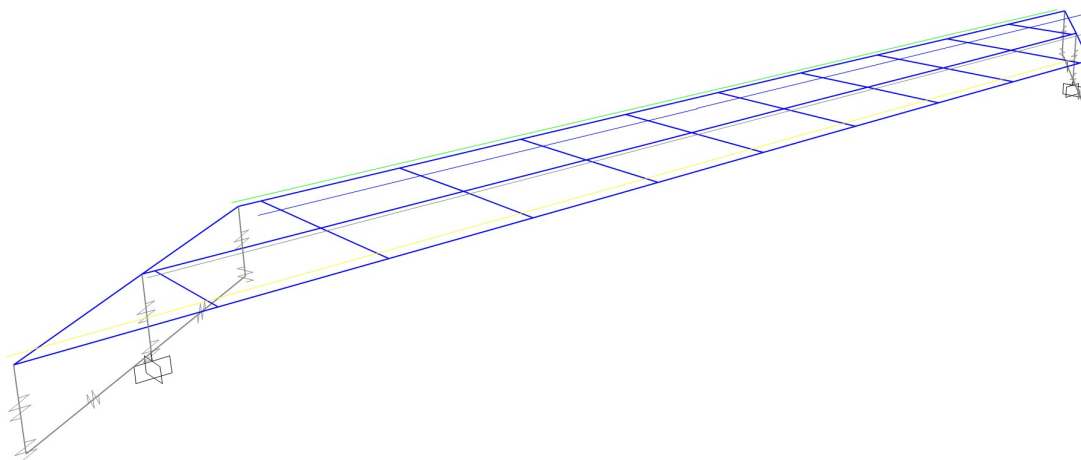


Figura 10.15 Definizione delle corsie di carico del q_1 da traffico nel caso B (corsia 1 gialla)

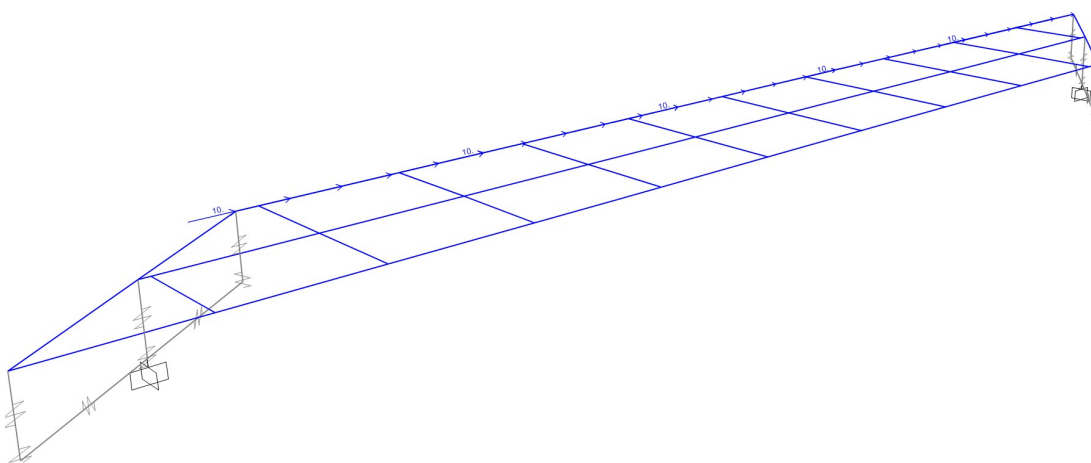


Figura 10.16 Applicazione del q_3 frenatura nella posizione della corsia 1A

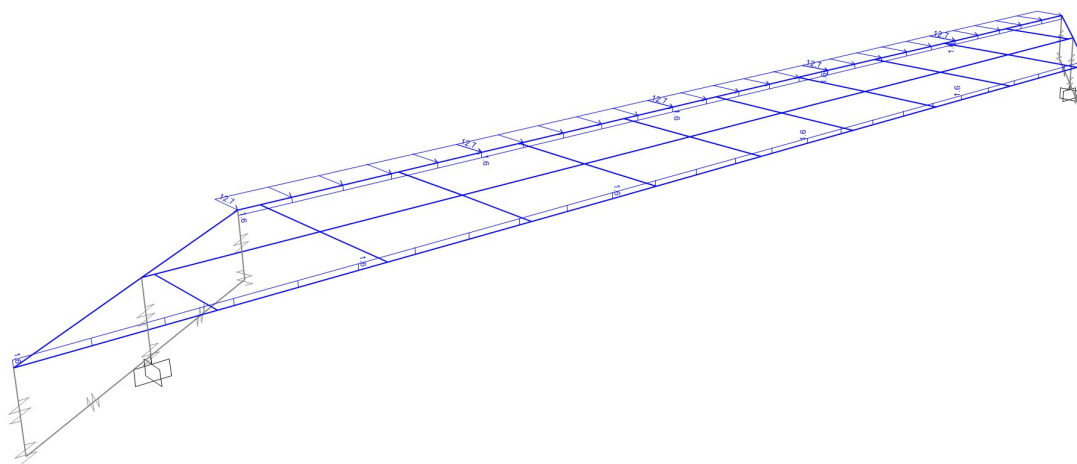


Figura 10.17 Applicazione del q_5 vento trasversale nel caso di ponte carico

PROGETTAZIONE ATI:

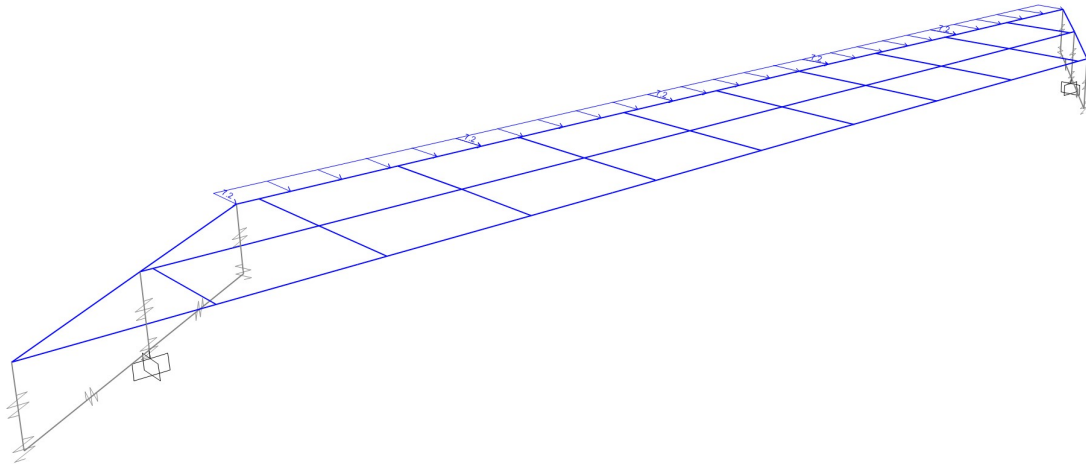


Figura 10.18 Applicazione del q_s vento trasversale nel caso di ponte scarico

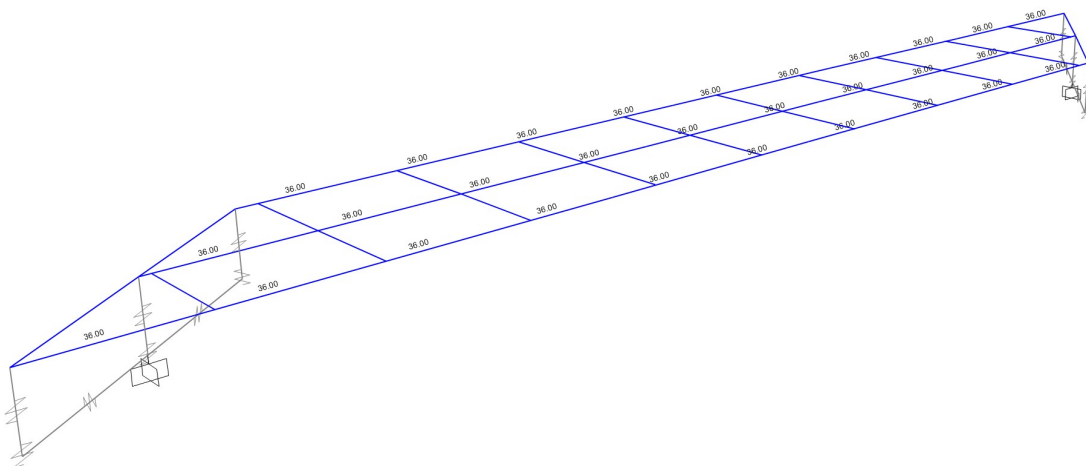


Figura 10.19 Applicazione del q_t Temperatura nel caso del gradiente uniforme estivo

10.1.4. MASSE SISMICHE

Ai fini della determinazione dei modi di vibrare e delle azioni sismiche sono state considerate le sole masse associate ai soli carichi fissi G_1 e G_2 . La massa degli elementi strutturali (impalcato) e quella relativa agli elementi fissi non strutturali (massetto, manto, barriere, ecc) è stata valutata in automatico dal software di calcolo in funzione delle geometrie e dei carichi (da peso proprio e fissi non strutturali) applicati al modello.

10.1.5. SPETTRI DI PROGETTO

Gli spettri di progetto sono definiti sulla base di quanto riportato ai capitoli precedenti. Si riportano di seguito gli output di definizione delle funzioni estratti dal programma di calcolo.

PROGETTAZIONE ATI:

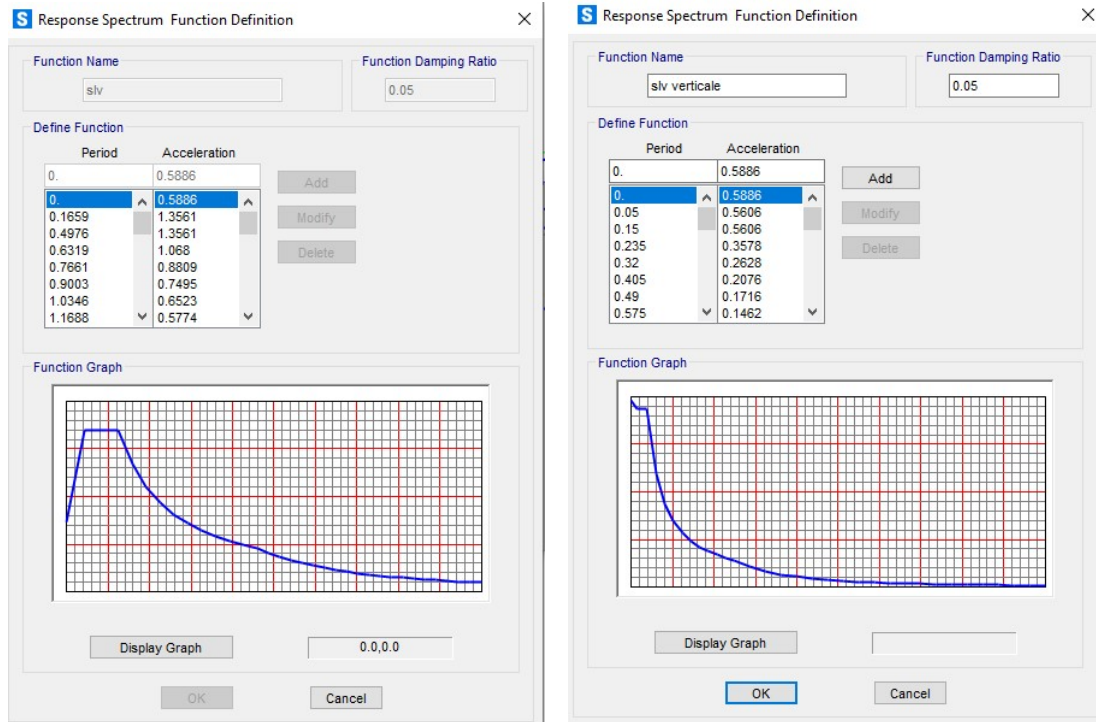


Figura 10.20 Spettri SLV orizzontale e verticale [m/s² – s]

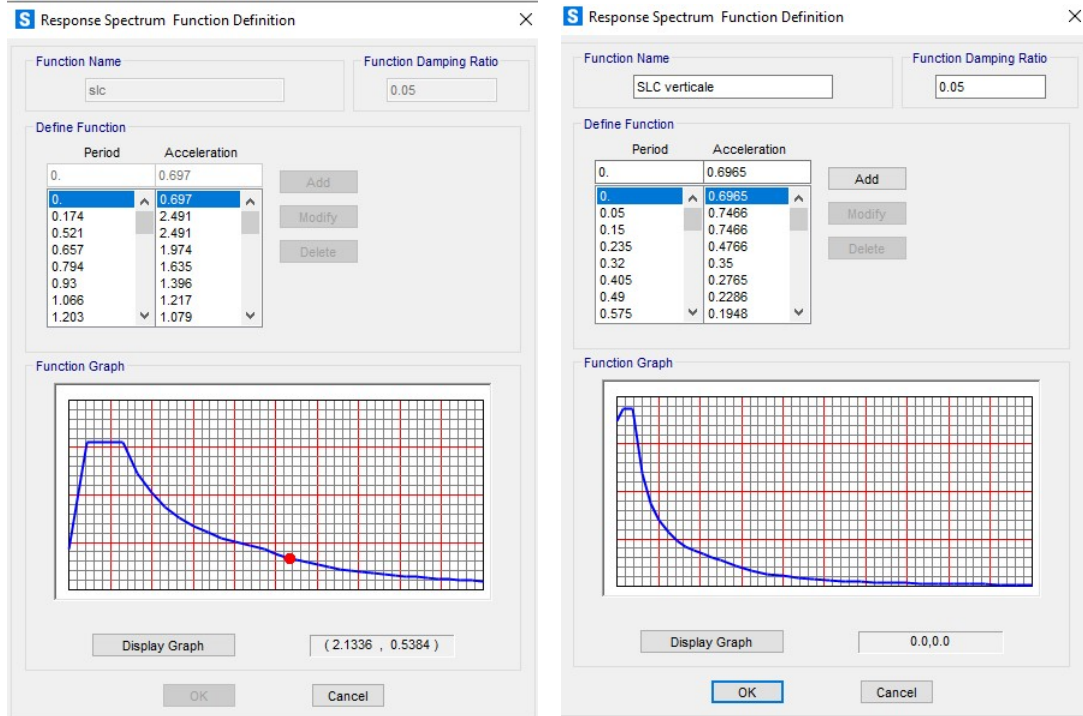


Figura 10.21 Spettri SLC orizzontale e verticale [m/s² – s]

11. RISULTATI DELLE ANALISI

Nei paragrafi successivi sono riportati i principali risultati dell'analisi strutturale dell'opera espressi in termini di: modi di vibrare, deformate modali, distribuzioni delle sollecitazioni e deformate.

11.1. ANALISI DINAMICA MODALE

Si riportano nelle figure le forme associate ai principali modi di vibrare ed i relativi periodi naturali di oscillazione. In tabella si riportano, per ciascuno dei modi individuati attraverso l'analisi modale, il periodo, la frequenza e le relative masse partecipanti.

Dalla tabella si osserva come i 50 modi individuati sollecitino cumulativamente una massa superiore all'85% del totale sia in direzione x che in direzione y e quindi risultino in numero adeguato a determinare la risposta sismica dell'opera in campo elastico. Si riportano quindi le deformate dei modi con la massa partecipante più significativa nelle due direzioni:

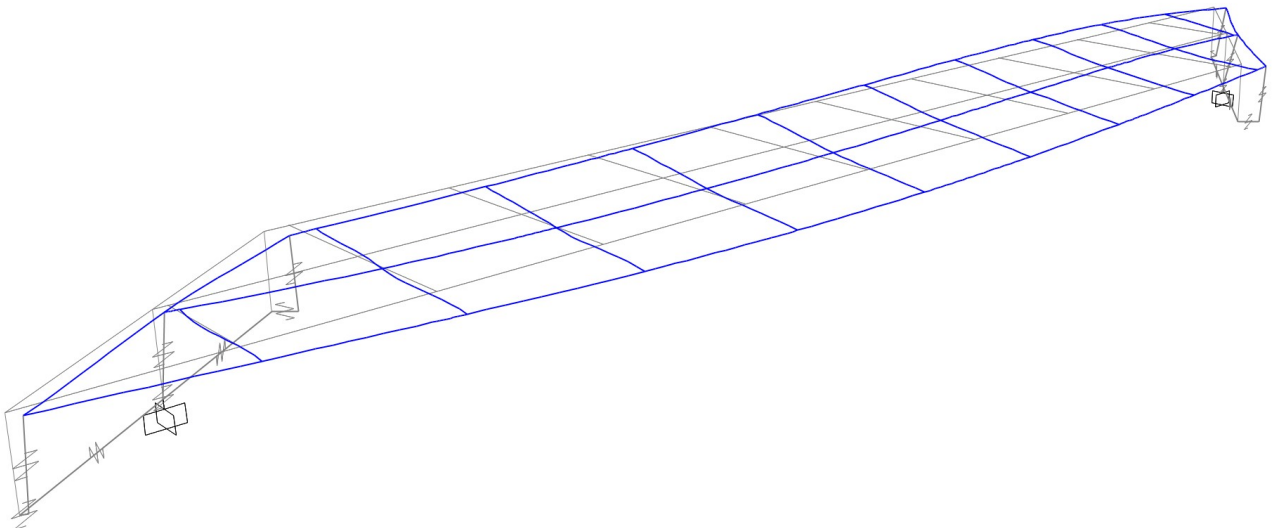


Figura 11.1: Seconda deformata modale

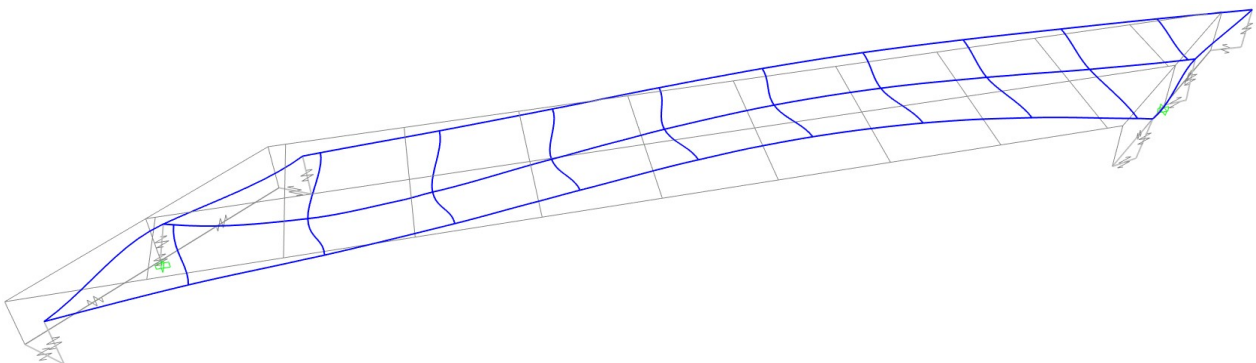


Figura 11.2: Quarta deformata modale

PROGETTAZIONE ATI:

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
MODAL	Mode	1	0.43	0.06	0.01	0.72	0.06	0.01	0.72
MODAL	Mode	2	0.37	0.02	0.78	0.01	0.07	0.79	0.73
MODAL	Mode	3	0.25	0.02	0.04	0.00	0.10	0.83	0.73
MODAL	Mode	4	0.18	0.72	0.00	0.04	0.81	0.83	0.77
MODAL	Mode	5	0.16	0.03	0.00	0.00	0.84	0.83	0.77
MODAL	Mode	6	0.13	0.01	0.00	0.00	0.85	0.83	0.77
MODAL	Mode	7	0.12	0.04	0.00	0.00	0.90	0.84	0.77
MODAL	Mode	8	0.11	0.00	0.00	0.00	0.90	0.84	0.78
MODAL	Mode	9	0.09	0.02	0.12	0.00	0.92	0.96	0.78
MODAL	Mode	10	0.08	0.01	0.02	0.00	0.93	0.98	0.78
MODAL	Mode	11	0.07	0.00	0.00	0.00	0.94	0.99	0.78
MODAL	Mode	12	0.06	0.00	0.00	0.05	0.94	0.99	0.83
MODAL	Mode	13	0.06	0.00	0.00	0.01	0.94	0.99	0.83
MODAL	Mode	14	0.06	0.00	0.00	0.01	0.94	0.99	0.85
MODAL	Mode	15	0.05	0.02	0.00	0.00	0.96	0.99	0.85
MODAL	Mode	16	0.05	0.02	0.00	0.01	0.98	0.99	0.86
MODAL	Mode	17	0.04	0.00	0.01	0.00	0.98	1.00	0.86
MODAL	Mode	18	0.04	0.00	0.00	0.00	0.98	1.00	0.86
MODAL	Mode	19	0.04	0.00	0.00	0.00	0.98	1.00	0.86
MODAL	Mode	20	0.04	0.00	0.00	0.00	0.99	1.00	0.86
MODAL	Mode	21	0.03	0.00	0.00	0.00	0.99	1.00	0.86
MODAL	Mode	22	0.03	0.00	0.00	0.00	0.99	1.00	0.86
MODAL	Mode	23	0.03	0.00	0.00	0.00	0.99	1.00	0.86
MODAL	Mode	24	0.03	0.00	0.00	0.00	0.99	1.00	0.86
MODAL	Mode	25	0.03	0.00	0.00	0.00	0.99	1.00	0.86
MODAL	Mode	26	0.03	0.00	0.00	0.01	0.99	1.00	0.87
MODAL	Mode	27	0.03	0.00	0.00	0.00	0.99	1.00	0.87
MODAL	Mode	28	0.03	0.00	0.00	0.00	0.99	1.00	0.87
MODAL	Mode	29	0.03	0.00	0.00	0.00	0.99	1.00	0.87
MODAL	Mode	30	0.02	0.00	0.00	0.00	0.99	1.00	0.87
MODAL	Mode	31	0.02	0.00	0.00	0.00	0.99	1.00	0.87
MODAL	Mode	32	0.02	0.00	0.00	0.00	0.99	1.00	0.87
MODAL	Mode	33	0.02	0.00	0.00	0.00	0.99	1.00	0.87
MODAL	Mode	34	0.02	0.00	0.00	0.00	0.99	1.00	0.87
MODAL	Mode	35	0.02	0.00	0.00	0.00	0.99	1.00	0.87
MODAL	Mode	36	0.02	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.87
MODAL	Mode	37	0.02	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.88
MODAL	Mode	38	0.02	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.88
MODAL	Mode	39	0.02	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.88
MODAL	Mode	40	0.02	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.88
MODAL	Mode	41	0.02	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.88
MODAL	Mode	42	0.02	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.88
MODAL	Mode	43	0.02	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.88
MODAL	Mode	44	0.02	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.88
MODAL	Mode	45	0.02	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.88
MODAL	Mode	46	0.02	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.88
MODAL	Mode	47	0.02	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.88
MODAL	Mode	48	0.02	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.88
MODAL	Mode	49	0.02	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.88
MODAL	Mode	50	0.01	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.88

11.2. DEFORMATE

Nelle figure seguenti si riportano le deformate dovute ai carichi gravitazionali ed alle azioni orizzontali (sisma, vento, ecc.).

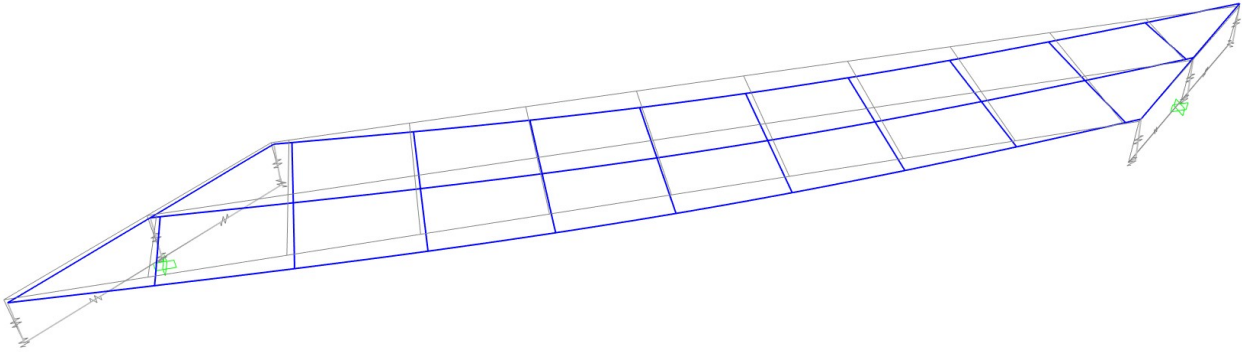


Figura 11.3: Deformata per G1+G2

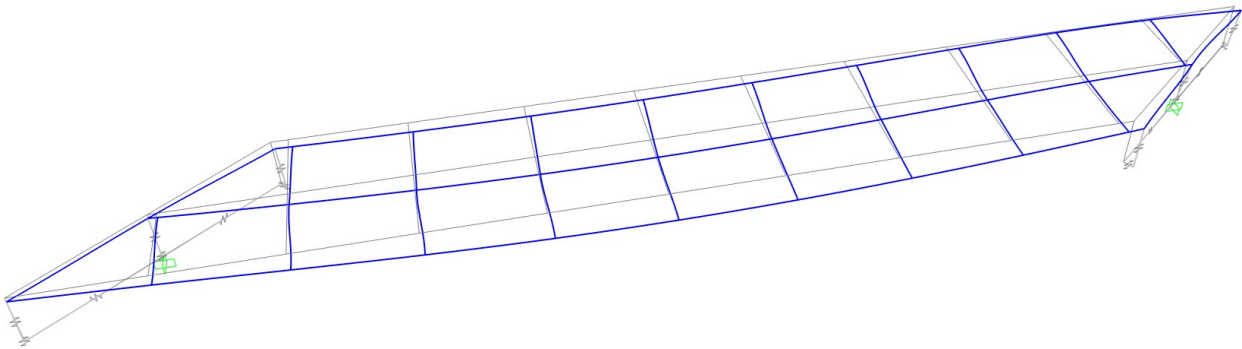


Figura 11.4: Deformata per vento Trasversale

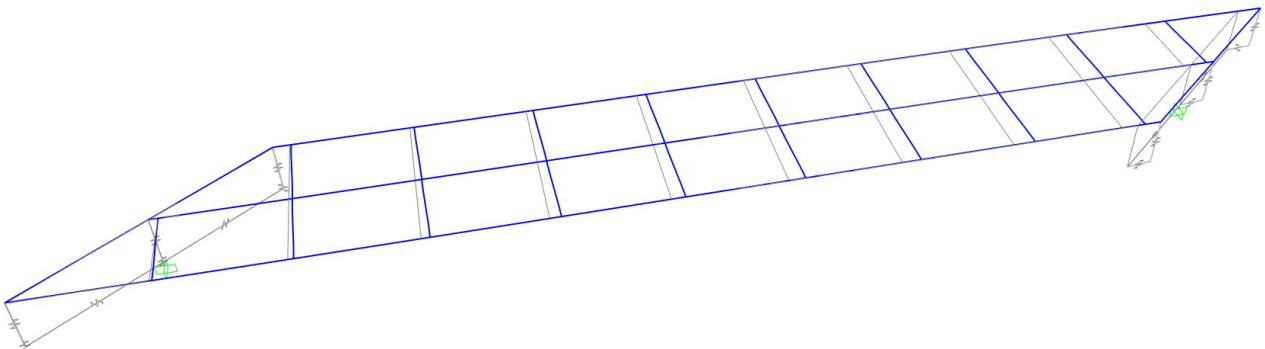


Figura 11.5: Deformata per azione termica (T+)

PROGETTAZIONE ATI:

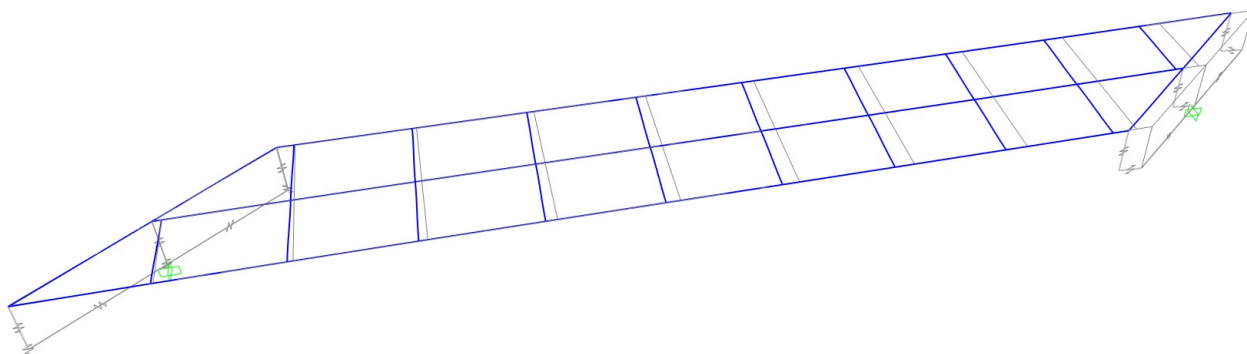


Figura 11.6: Deformata per azione termica (T-)

PROGETTAZIONE ATI:

12. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

Per poter validare la correttezza dei risultati ottenuti mediante l'analisi svolta mediante il software di calcolo agli elementi finiti SAP2000 v24.1.0 sono stati effettuati alcuni calcoli speditivi.

Il primo check effettuato riguarda il valore della reazione in corrispondenza della spalla A del viadotto; il valore calcolato (di seguito) "manualmente" è stato confrontato con quanto ottenuto dall'analisi FEM.

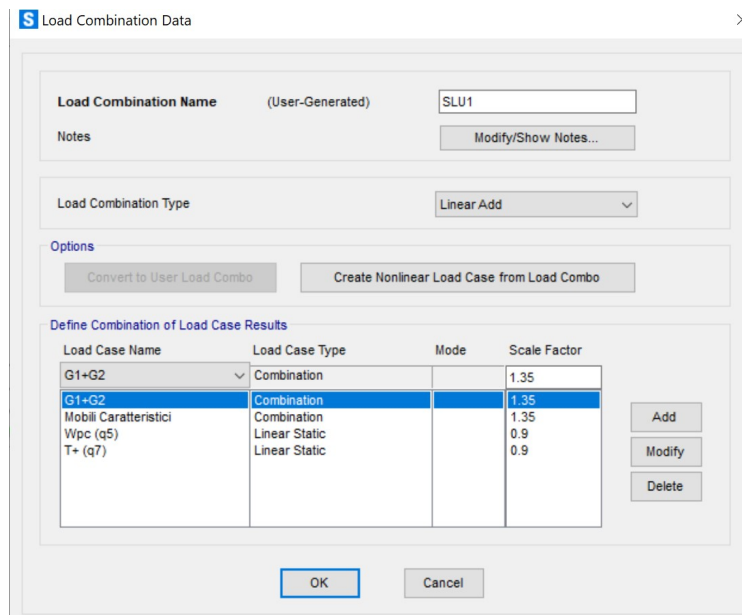
Il calcolo è eseguito per una trave semplicemente appoggiata. Si considera quindi per i carichi ripartiti una lunghezza di influenza pari a metà della luce:

$$L_{inf} = L/2 = 25m$$

Considerando i carichi tandem, il massimo carico sulla spalla si attinge quando si ha la presenza contemporanea sulle corsie convenzionali dei carichi tandem, da cui $N_{TAN} = 1200kN$.

Il carico distribuito sulle corsie convenzionali è pari a $q_{DIST} = 43.875 kN/m$, da cui il carico sulla pila è pari a $N_{DIST} = q_{DIST} * L_{inf} = 1097kN$.

Si prende come riferimento la prima combinazione di carico allo SLU, riportata in figura dal programma di calcolo.



Load Case Name	Load Case Type	Mode	Scale Factor
G1+G2	Combination		1.35
G1+G2	Combination		1.35
Mobil Caratteristici	Combination		1.35
Wpc (q5)	Linear Static		0.9
T+ (q7)	Linear Static		0.9

Si confrontano quindi i risultati applicando tali coefficienti (il vento e la temperatura sono ininfluenti ai fini di questa verifica)

	N_k	Γ	N_d
$G_1 + G_2$	3958	1.35	5343
N_{DIST}	1097	1.35	1481
N_{TAN}	1200	1.35	1620

PROGETTAZIONE ATI:

totale			8443
--------	--	--	------

S Joint Reactions in Joint Local CoordSys ×

Joint Object	320	Joint Element	320
	1	2	3
Force	0.137	227.456	8443.809
Moment	13306.396	-16994.64	-6.234E-02

Figura 12.1 Reazione verticale per SLU₁

La differenza tra le due reazioni è pari allo 0.48%, margine assolutamente tollerabile.

Nei paragrafi successivi sono riportati i principali risultati dell'analisi strutturale dell'opera espressi in termini di: modi di vibrare, deformate modali, distribuzioni delle sollecitazioni e deformate in condizioni non sismiche e sismiche.

13. VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI

Ai fini di una più semplice lettura dei tabulati di verifica (vd. Allegati alla relazione), nella tabella di seguito si riporta la corrispondenza tra conci strutturali e le sezioni utilizzate nel modello di calcolo.

- Hs: altezza sezione metallica
- bs: larghezza piattabanda superiore
- ts: spessore piattabanda superiore
- bi: larghezza piattabanda inferiore
- ti: spessore piattabanda inferiore
- tw: spessore dell'anima

	Hs	bs	ts	bi	ti	tw
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
1	2800	650	36	700	36	22
2	2800	700	36	800	48	18
3	2800	750	40	850	56	14
4	2800	700	36	800	48	18
5	2800	650	36	700	36	22

13.1. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

13.1.1. VERIFICHE DI RESISTENZA

Le verifiche di resistenza di tutti i conci delle nervature principali sono state condotte in accordo alle prescrizioni delle NTC'18 e degli Eurocodici.

Le verifiche sono state effettuate sia per la sezione in acciaio (fase di getto) che per la sezione mista (condizioni ultime di esercizio).

Le verifiche di resistenza per tutti i conci della travata sono riportate dettagliatamente nell'Allegato 1 alla presente relazione di calcolo.

13.1.2. COLLEGAMENTI CONCI DELLA TRAVATA

I collegamenti tra i conci da cui è costituita la travata sono realizzati mediante saldature a piena penetrazione; non è dunque necessario effettuare le verifiche di resistenza.

13.1.3. VERIFICHE A FATICA

Le verifiche a fatica sono state condotte in accordo alle indicazioni delle Norme Tecniche 2018 ed in particolare è stata seguita la procedura contenuta nella circolare esplicativa del 2019.

Si è scelto di effettuare verifiche "a danneggiamento" mediante il **metodo dei coefficienti λ** e considerando le curve S-N relative ai dettagli strutturali considerati.

Il metodo dei coefficienti λ riduce la verifica a fatica ad una verifica di resistenza nella quale si va ad accertare che la variazione di tensione ($\Delta\sigma$) nel dettaglio considerato (amplificata mediante un coefficiente λ) non superi la resistenza a fatica (anche detta "classe") del dettaglio ricavata dalle curve di fatica reperibili in normativa e nella letteratura scientifica e corrispondente alla $\Delta\sigma$ che provoca la rottura dopo $2 \cdot 10^6$ cicli carico-scarico.

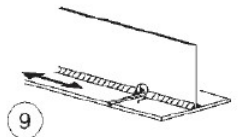

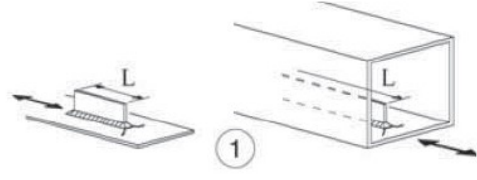
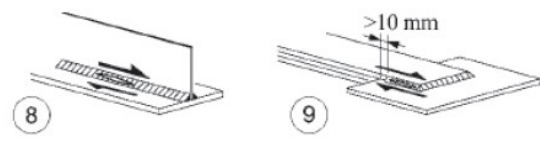
Il coefficiente λ è funzione di una serie di parametri tra cui: vita utile, intensità di traffico pesante sul viadotto, composizione del traffico (breve/media/lunga percorrenza), schema statico, luce della campata, ecc.

Considerata la mole di traffico abbastanza modesta attesa sull'opera (trattandosi di una strada secondaria), risulta più che cautelativo, ai fini delle verifiche a fatica fare riferimento ad un traffico pesante "Medio" per il calcolo del coefficiente λ_2 . Il traffico, come composizione (% veicoli pesanti), è considerato di tipo locale.

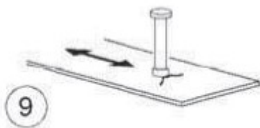
È stata quindi considerata una **vita nominale dell'opera pari a 50 anni**; per la corsia lenta è stato considerato un **livello di traffico pesante "medio"** il che implica, per la corsia lenta, un flusso annuo di veicoli pesanti (superiori a 100kN) compreso tra 0.5×10^6 e 2×10^6 .

Ai fini del calcolo delle variazioni di tensione nei dettagli strutturali considerati, è stato adottato il modello di carico 3 proposto sia dalle NTC'18 che dall'EN1991-2.

I dettagli strutturali considerati ai fini delle verifiche sono riportati qui di seguito con i relativi valori delle classi di fatica.

71		9) Saldatura longitudinale a piena penetrazione, a cordoni d'angolo e a tratti, con lunette di scarico di altezza non maggiore di 60 mm. Per lunette di altezza maggiore vedere dettaglio 1) della tabella C4.2.XX)	$\Delta\sigma$ riferiti alle tensioni nella piattabanda
50		16) Saldature su piatto di sostegno permanente con rastremazioni in larghezza e spessore con pendenza non maggiore di 1:4. Vale anche per lamiere curve Per spessori $t > 25$ mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente	Da adottarsi quando i cordoni d'angolo che fissano il piatto di sostegno terminano a meno di 10 mm dai bordi dell'elemento o quando non può essere garantito un buon accoppiamento
80 (a) 71 (b) 63 (c) 56 (d)		Attacchi saldati longitudinali 1) La classe del dettaglio dipende dalla lunghezza dell'attacco (a) $L \leq 50$ mm (b) $50 < L \leq 80$ mm (c) $80 < L \leq 100$ mm (d) $L > 100$ mm	Spessore dell'attacco minore della sua altezza. In caso contrario vedi dettagli 5 e 6
80		8) Cordoni d'angolo continui soggetti a sforzi di sconnessione, quali quelli di composizione tra anima e piattabanda in travi composte saldate 9) Giunzioni a sovrapposizione a cordoni d'angolo soggette a tensioni tangenziali	8) $\Delta\tau$ deve essere calcolato in riferimento alla sezione di gola del cordone 9) $\Delta\tau$ deve essere calcolato in riferimento alla sezione di gola del cordone, considerando la lunghezza totale del cordone, che deve terminare a più di 10 mm dal bordo della piastra

PROGETTAZIONE ATI:

80		9) Effetto della saldatura del piolo sul materiale base della piastra	
----	---	---	--

Il coefficiente di sicurezza riduttivo per la classe di fatica è stato assunto pari a 1.35 trattandosi di dettagli delicati (travi principali dell'impalcato) il cui danneggiamento influisce significativamente sulla fruibilità dell'opera.

L'analisi del viadotto è stata effettuata considerando il transito del modello di carico 3 in asse alla corsia lenta che è stata disposta (trasversalmente) in modo da ottenere le sollecitazioni più sfavorevoli sugli elementi strutturali considerati.

Calcolando le tensioni massime e minime a partire dall'involuppo delle sollecitazioni risulta che le verifiche sono soddisfatte per tutti i dettagli.

Le verifiche a fatica per tutti i conci della travata sono riportate dettagliatamente nell'Allegato 2 alla presente relazione di calcolo.

13.2. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Le verifiche agli stati limite di esercizio sono state condotte con l'obiettivo di accertare che, per effetto delle sollecitazioni derivanti dalla combinazione di cui al 9.2, le tensioni nei materiali rimangano inferiori ai limiti stabiliti dalle NTC'18.

In base alle verifiche effettuate in tutte le sezioni del viadotto tali limiti risultano rispettati.

13.3. VERIFICA DI DEFORMABILITÀ

La verifica di deformabilità è stata condotta confrontando le luci delle campate con gli abbassamenti massimi indotti dal transito dei carichi previsti dallo schema 1 (NTC'18) sul modello in fase 3 del viadotto. I coefficienti parziali considerati sono unitari, si fa quindi riferimento alla combinazione rara.

Gli abbassamenti calcolati sono stati confrontati con le luci e, dalla tabella seguente, si nota come in nessun caso essi superino il limite di $L/500$ solitamente considerato per le verifiche di deformabilità.

Campata	L	δ_v	L/δ_v
[-]	[m]	[mm]	[-]
1	50	38	1315

13.4. CALCOLO DELLA PREMONTA

La pre-monta da assegnare alle travi principali è stata calcolata in modo da annullare gli effetti dei carichi permanenti (strutturali e non) sommati al 20% dei carichi mobili (secondo schema di carico 1) considerati applicati a ciascuna campata.

Quindi, avendo calcolato per ciascuna campata la distribuzione degli spostamenti verticali dovuti ai carichi suddetti, sono stati definiti i valori della premonda da considerare per la fabbricazione della carpenteria metallica.

PROGETTAZIONE ATI:

Lo schema ed i relativi valori della premona sono riportati nel dettaglio nelle tavole di progetto della carpenteria metallica di impalcato.

PROGETTAZIONE ATI:

14. ELEMENTI SECONDARI IMPALCATO

14.1. SOLETTA

Si prevede l'impiego di soletta in c.a. di spessore costante di 30cm gettata su predalles prefabbricate il cui fondello in calcestruzzo ha spessore 5cm, per un totale di 30cm totali; sono previsti tralicci realizzati in acciaio B450C disposti con interasse 0.3m.

L'intera soletta è armata sia superiormente che inferiormente con $1\phi 20/20''$.

Per la resistenza a taglio ci si affiderà ai tralicci delle predalle, di seguito descritti.

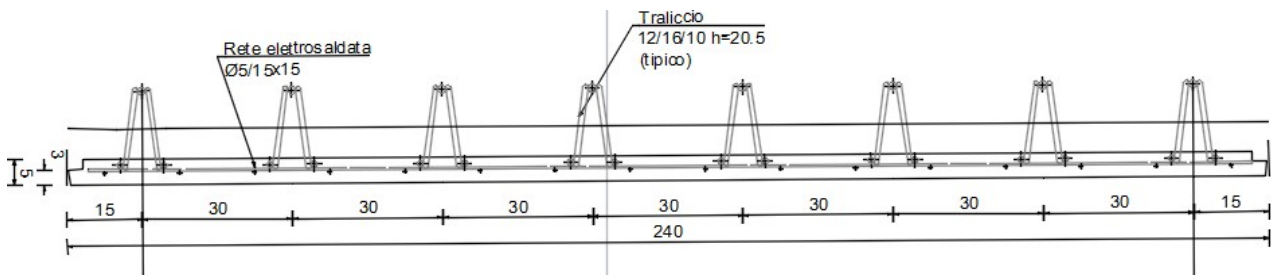


Figura 14.1 Sezione trasversale tipica della predalla

Il corrente inferiore del traliccio è costituito da 2 barre $\phi 12$ mentre il corrente superiore è costituito da una barra $\phi 16$; le aste di parete diagonali del traliccio sono costituite da barre $\phi 10$.

La larghezza di ogni singola predalla è di 2.4m. Per i dettagli costruttivi si faccia riferimento agli specifici elaborati. Di seguito si riporta un particolare del Traliccio, alto 210mm:

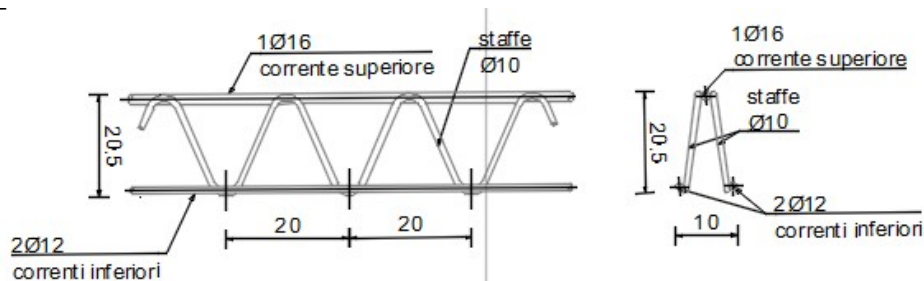


Figura 14.2 Sezione tipica traliccio

14.1.1. GEOMETRIA DELLA SOLETTA

La soletta ha uno spessore di 30cm su una larghezza di impalcato di 11.25m con cordoli di 0,75m. L'altezza dei cordoli è di 15cm. L'interasse superiore fra le travi è pari a 4m con sbalzi di 1.625m.

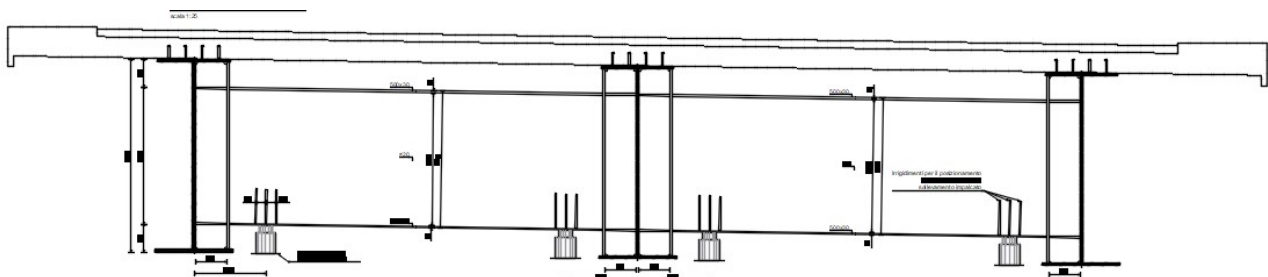


Figura 14.3 Geometria della soletta

PROGETTAZIONE ATI:

14.1.2. MODELLAZIONE STRUTTURALE E ANALISI DEI CARICHI

La soletta è stata modellata "a piastra" impiegando il software SAP2000 e, in particolare, elementi di tipo *shell*; le sollecitazioni considerate ai fini delle verifiche di resistenza corrispondono ai valori massimi puntuali leggibili dall'output del software.

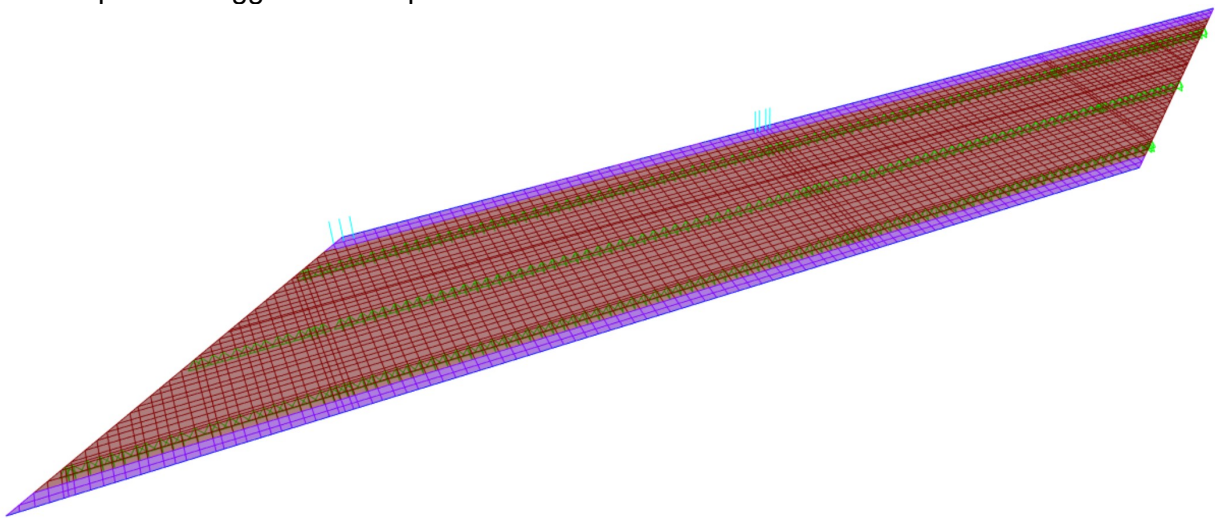


Figura 14.4 Modello di calcolo

Al fine di modellare correttamente l'urto si utilizzano link rigidi così da poter applicare tale azione alla quota opportuna. L'azione viene distribuita su più link in un intervallo prossimo ad 1m così da ripartire correttamente l'azione agli elementi shell della soletta.

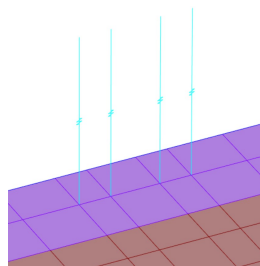


Figura 14.5 Modellazione dei link per l'urto

Per poter modellare correttamente le impronte di carico si utilizza una più opportuna discretizzazione e mesh interna alla soletta. In particolare, si utilizzano più configurazioni delle corsie di carico così da massimizzare le sollecitazioni sulla mezzeria dei campi intermedi e sugli appoggi. Particolare attenzione data la geometria non rettangolare dell'impalcato è posta nella valutazione degli effetti di bordo. Si riporta quanto detto nelle immagini successive:

PROGETTAZIONE ATI:

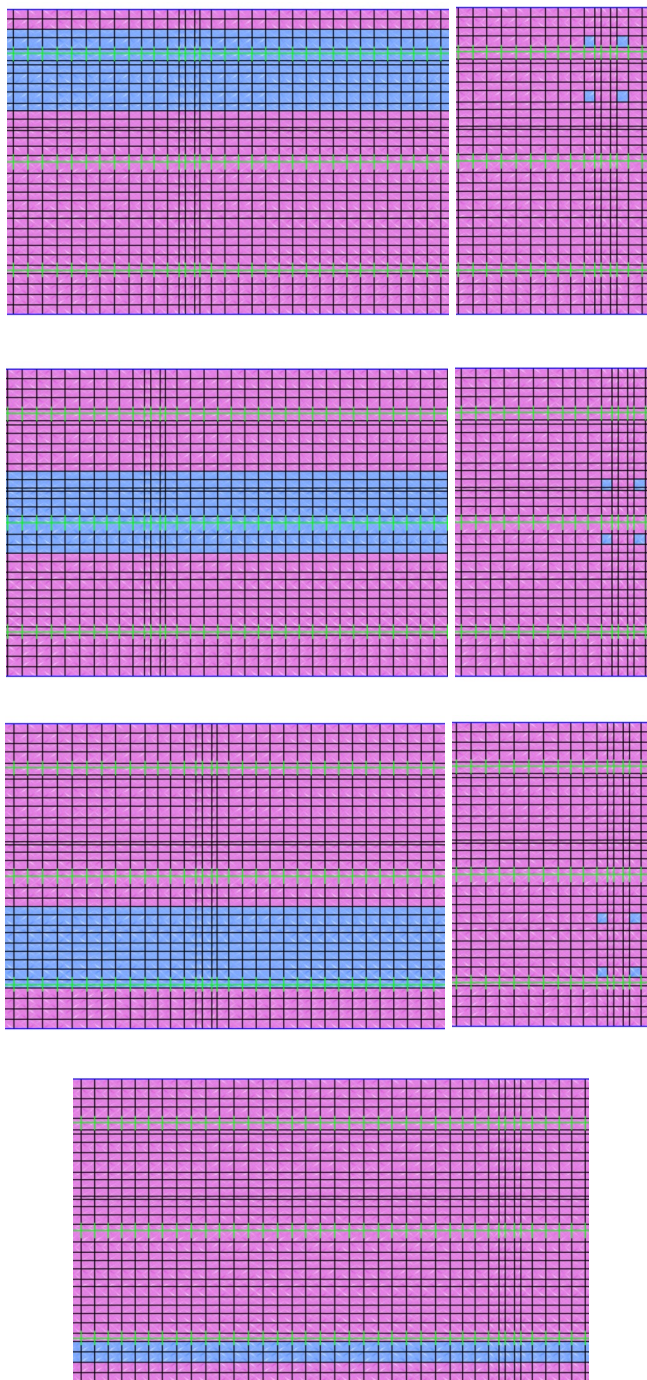


Figura 14.6 Posizione delle corsie e dei carichi tandem nella prima disposizione SLU1

PROGETTAZIONE ATI:

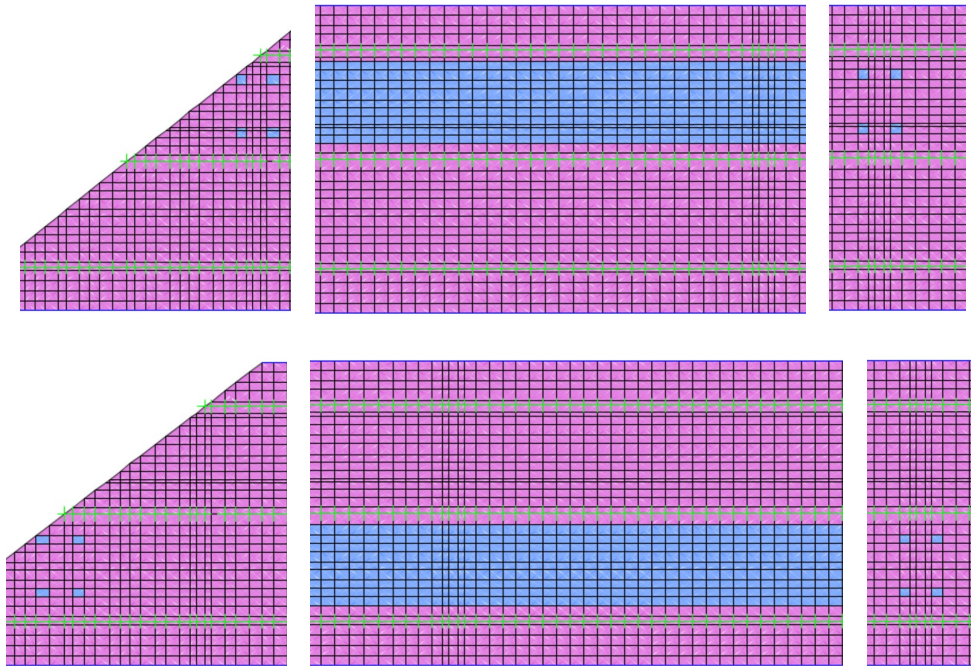


Figura 14.7 Posizione delle corsie e dei carichi tandem nella prima disposizione SLU1.2

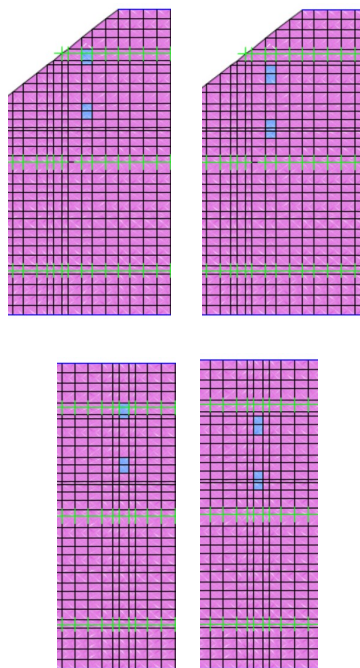


Figura 14.8 Posizioni dei carichi tandem per lo schema2

PROGETTAZIONE ATI:

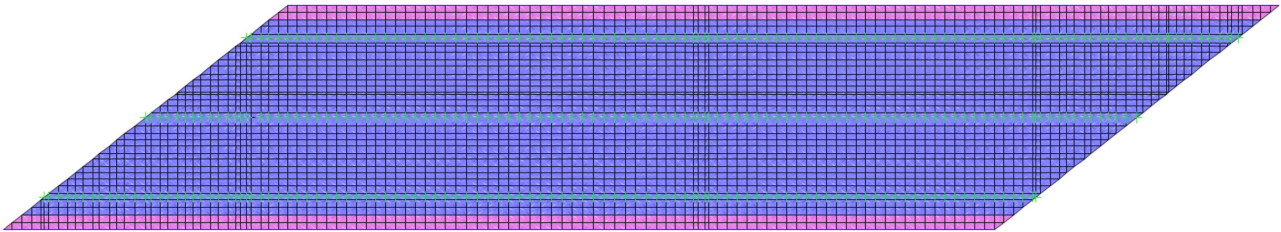


Figura 14.9 Carico pavimentazione

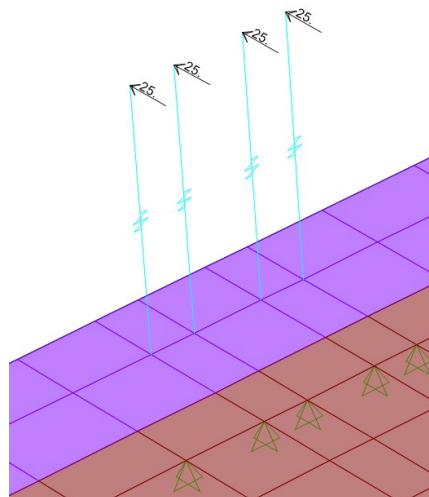


Figura 14.10 Carico relativo all'urto

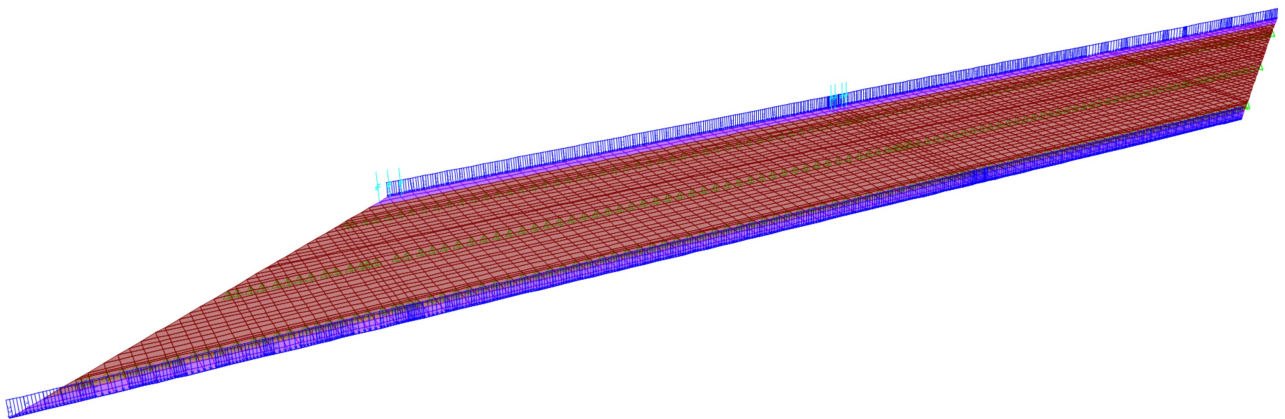


Figura 14.11 Carichi delle barriere e velette

14.1.3. COMBINAZIONE DELLE AZIONI AGLI SLU

Per la determinazione dei massimi momenti flettenti in campata e sugli sbalzi si considerano gli effetti di tutti i carichi definiti, opportunamente disposti, ad esclusione degli urti.

Per la determinazione delle massime sollecitazioni di progetto le corsie di carico sono state disposte trasversalmente sia in modo da massimizzare i momenti negativi sugli sbalzi, sia in modo da massimizzare le sollecitazioni flettenti in campata. Si è proceduto analogamente per la massimizzazione delle sollecitazioni taglianti.

PROGETTAZIONE ATI:

Oltre alle condizioni di carico ordinarie, è stata considerata anche la condizione di carico eccezionale che consiste nell'urto sulla barriera sicurvia.

Combinazione	Tipologia	Caso di carico considerato	Coefficiente di combinazione	Descrizione
env_s2	Envelope	Schema 2	1	Combinazione di comodo delle due configurazioni dello schema 2
		Schema 2 centrale	1	
SLU2	Linear Add	DEAD	1.35	SLU relativa allo schema di carico 2, rispettivamente in due posizioni
		Pavimentazione	1.35	
		env_s2	1.35	
		Barr + vel + tubi	1.35	
SLU 1.1	Linear Add	DEAD	1.35	SLU relativa allo schema di carico 1, tale da massimizzare le sollecitazioni nella prima campata
		Pavimentazione	1.35	
		Dist1	1.35	
		Dist2	1.35	
		Dist3	1.35	
		Tan 1	1.35	
		Tan 2	1.35	
		Tan 3	1.35	
		Zona rimanente	1.35	
		Barr+ vel + tubi	1.35	
SLU 1.2	Linear Add	DEAD	1.35	SLU relativa allo schema di carico 1, tale da massimizzare le sollecitazioni in appoggio
		Pavimentazione	1.35	
		Dist 1 centrale	1.35	
		Dist 2 centrale	1.35	
		Dist 3 centrale	1.35	
		Tan 1 centrale	1.35	
		Tan 2 centrale	1.35	
		Tan 3 centrale	1.35	
		Zona rimanente	1.35	
		Barr + vel + tubi	1.35	
ECC_urto	Linear Add	DEAD	1	SLU eccezionale relativa all'urto
		Pavimentazione	1	
		Schema 2	1	
		Urto	1	
		Barr + vel + tubi	1	

14.1.4. COMBINAZIONE DELLE AZIONI AGLI SLE

Analogamente agli stati limiti ultimi si riportano per gli stati limite di esercizio le combinazioni individuate. Le disposizioni dei carichi saranno le medesime già viste.

Combinazione	Tipologia	Caso di carico considerato	Coefficiente di combinazione	Descrizione
env_s2	Envelope	Schema 2	1	Combinazione di comodo delle due configurazioni dello schema 2
		Schema 2_centrale	1	
SLE 1.1	Linear Add	DEAD	1	SLE rara relativa allo schema di carico 1, tale da massimizzare le sollecitazioni nella prima campata
		Pavimentazione	1	
		Dist1	1	
		Dist2	1	
		Dist3	1	
		Tan 1	1	
		Tan 2	1	
		Tan 3	1	
		Zona rimanente	1	
Barr+vel + tubi	1			
SLE 1.2	Linear Add	DEAD	1	SLE rara relativa allo schema di carico 1, tale da massimizzare le sollecitazioni in appoggio
		Pavimentazione	1	
		Dist 1_centrale	1	
		Dist 2_centrale	1	
		Dist 3_centrale	1	
		Tan 1_centrale	1	
		Tan 2_centrale	1	
		Tan 3_centrale	1	
		Zona rimanente	1	
Barr+vel + tubi	1			
SLE 1.3	Linear Add	DEAD	1	SLE rara relativa allo schema2
		Pavimentazione	1	
		env_s2	1	
		Barr+vel + tubi	1	
SLE 2.1	Linear Add	DEAD	1	SLE frequente relativa allo schema di carico 1, tale da massimizzare le sollecitazioni nella prima campata
		Pavimentazione	1	
		Dist1	0.4	
		Dist2	0.4	
		Dist3	0.4	
		Tan 1	0.75	
		Tan 2	0.75	
Tan 3	0.75			

PROGETTAZIONE ATI:

		Zona rimanente	0.75	
		Barr+vel + tubi	1	
SLE 2.2	Linear Add	DEAD	1	SLE frequente relativa allo schema di carico 1, tale da massimizzare le sollecitazioni in appoggio
		Pavimentazione	1	
		Dist 1_centrale	0.4	
		Dist 2_centrale	0.4	
		Dist 3_centrale	0.4	
		Tan 1_centrale	0.75	
		Tan 2_centrale	0.75	
		Tan 3_centrale	0.75	
		Zona rimanente	0.75	
		Barr+vel + tubi	1	
SLE 3	Linear Add	DEAD	1	SLE quasi permanente
		Pavimentazione	1	
		Barr+vel + tubi	1	

14.1.5. VERIFICA DELLE LASTRE IN FASE DI GETTO

Per la verifica delle lastre durante la fase di getto, oltre al peso del getto di calcestruzzo fresco, si considera un carico accidentale di 2 kN/m² che simula la presenza di operai e/o accumulo locale di materiale.

Di seguito sono riportati i dettagli del calcolo della verifica della fase di getto. Le verifiche sono soddisfatte.

PROGETTAZIONE ATI:

VERIFICA PREDALLES CAMPATA			
DATI			
LUCE DELLA CAMPATA	L	=	4.00 m
SPESSORE SOLETTA CLS	Ss	=	0.30 m
SPESSORE FONDELLO CLS	Sf	=	0.05 m
INTERASSE TRASVERSALE TRALICCI	i	=	0.30 m
Altezza efficace dei correnti (asse - asse)	h _{eff}	=	0.205 m
Passo diagonali (dir. LN al traliccio)	l	=	20.00 cm
Interasse trasversale dei correnti inferiori	it _{ci}	=	10.00 cm
Larghezza predalle	B _{pred}	=	2.4 m
n° tralici per predalle	n°tral.	=	8
Carichi accidentali di getto	q _{acc}	=	2.00 kN/mq
SOLLECITAZIONI AGENTI			
COEFFICIENTE DI AMPLIFICAZIONE DEI CARICHI G	γ _G	=	1.35
COEFFICIENTE DI AMPLIFICAZIONE DEI CARICHI q	γ _q	=	1.50
sollecitazioni agli SLU su singolo traliccio			
Carico uniformemente distribuito	q _{Grq}	=	4.44 kN
MOMENTO FLETTENTE	M	=	8.89 kNm
TAGLIO	V	=	8.89 kN
SFORZO NORMALE (di traz/compr nei correnti) M/h _{eff}	N	=±	43.35 kN
CORRENTE INFERIORE			
AREA DEL CORRENTE INFERIORE	A _{inf}	=	2.26 cm ²
Tensione nella singola barra (trazione)	σ _S	=	-191.7 N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione N _{t,Rd}	N _{t,Rd}	=	96.9 kN
N/N_{t,Rd} <1	N/N_{t,Rd}	=	0.45
CORRENTE SUPERIORE			
AREA DEL CORRENTE SUPERIORE	A _{sup}	=	2.01 cm ²
Tensione nella barra (compressione)	σ _S	=	215.6 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione N _{c,Rd}	N _{c,Rd}	=	86.17 kN
N/N_{c,Rd} <1	N/N_{c,Rd}	=	0.503
STABILITA' CORR. SUP.			
Coefficiente di vincolo β _v	β _v	=	1
Lunghezza tra due tralici successivi	l	=	20.00 cm
Lunghezza libera d'inflessione l ₀ =l*β	l ₀	=	20.00 cm
N critico euleriano	N _{cr}	=	166.69 kN
Snellezza adimensionale	λ _{ad}	=	0.74
Fattore di imperfezione	α _i	=	0.49
coefficiente φ	φ	=	0.90
Coefficiente χ	χ	=	0.702
Coefficiente gamma M1	γ _{M1}	=	1.10
RESISTENZA INSTABILITA' ASTA COMPRESSA N _{b,Rd}	N _{b,Rd}	=	57.73 kN
N/N_{b,Rd} <1	N/N_{b,Rd}	=	0.751
DIAGONALI			
AREA DEI DIAGONALI	A _{dia}	=	1.57 cm ²
ANGOLO ASTA DEL DIAGONALE SULLA VISTA TRASVERSALE	α	=	14.0 deg
ANGOLO ASTA DEL DIAGONALE SULLA VISTA LONGITUDINALE	β	=	27.9 deg
SFORZO NORMALE NEL SINGOLO DIAGONALE (Compressione)	N	=	5.18 kN
Tensione nella singola barra (compressione)	σ _S	=	66.0 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione N _{c,Rd}	N _{c,Rd}	=	33.66 kN
N/N_{c,Rd} <1	N/N_{c,Rd}	=	0.154
STABILITA'			
Coefficiente di vincolo β _v	β _v	=	1
Lunghezza del diagonale	l	=	23.35 cm
Lunghezza libera d'inflessione l ₀ =l*β	l ₀	=	23.35 cm
N critico euleriano	N _{cr}	=	18.66 kN
Snellezza adimensionale	λ _{ad}	=	1.38
Fattore di imperfezione	α _i	=	0.49
coefficiente φ	φ	=	1.74
Coefficiente χ	χ	=	0.358
Coefficiente gamma M1	γ _{M1}	=	1.10
RESISTENZA INSTABILITA' ASTA COMPRESSA N _{b,Rd}	N _{b,Rd}	=	11.51 kN
N/N_{b,Rd} <1	N/N_{b,Rd}	=	0.450
Portata residua dei diagonali	N _{res}	=	6.3 kN
	V _{res}	=	10.8 kN
	V_{res}	=	36.1 kN/m

PROGETTAZIONE ATI:

VERIFICA PREDALLES SBALZO			
DATI			
LUCE DELLO SBALZO	L =	1.70	m
SPESSORE SOLETTA CLS	Ss =	0.30	m
SPESSORE FONDELLO CLS	Sf =	0.05	m
INTERASSE TRASVERSALE DEL SINGOLO TRALICCIO	i =	0.30	m
Altezza efficace dei correnti (asse - asse)	h _{eff} =	0.205	m
Lunghezza tra due tralici successivi	l =	20.0	cm
Interasse trasversale dei correnti inferiori	i _{td} =	10.0	cm
Larghezza predalle	B _{pred} =	2.4	m
n° tralici per predalle	n°tral. =	8	
Peso veletta all'estremità della predalle	pvel. =	1.50	kN/m
Carichi accidentali in fase di getto	q _{acc} =	1.00	kN/mq
SOLLECITAZIONI AGENTI			
COEFFICIENTE DI AMPLIFICAZIONE DEI CARICHI G	γ _G =	1.35	
COEFFICIENTE DI AMPLIFICAZIONE DEI CARICHI q	γ _q =	1.50	
sollecitazioni agli SLU su singolo tra			
Carico uniformemente distribuito	q _{sol+acc} =	3.99	kN
Carico concentrato	q _{vel.} =	0.61	kN
MOMENTO FLETTENTE	M =	6.80	kNm
TAGLIO	T =	7.40	kN
SFORZO NORMALE (di traz/compr nei correnti) M/h _{eff}	N =	33.19	kN
CORRENTE INFERIORE COMPRESSO			
AREA DEL CORRENTE INFERIORE	A _{inf} =	4.02	cm ²
Coefficiente di vincolo β _v	β _v =	0.9	
Lunghezza tra due tralici successivi	l =	20.00	cm
Lunghezza libera d'inflexione l ₀ =l*β	l ₀ =	18	cm
RAGGIO D'INERZIA	i =	0.40	cm
SNELLEZZA	λ =	45.00	
Resistenza di calcolo a compressione N _{c,Rd}	N _{c,Rd} =	172.34	kN
N/N_{c,Rd} <1	N/N_{c,Rd} =	0.193	
STABILITA'			
N critico euleriano	N _{cr} =	411.58	kN
Snellezza adimensionale	λ _{sd} =	0.66	
Fattore di imperfezione	α _i =	0.49	
coefficiente φ	φ =	0.83	
Coefficiente χ	χ =	0.747	
Coefficiente gamma M1	γ _{M1} =	1.1	
RESISTENZA INSTABILITA' ASTA COMPRESSA N _{b,Rd}	N _{b,Rd} =	122.95	kN
N/N_{b,Rd} <1	N/N_{b,Rd} =	0.27	
CORRENTE SUPERIORE TESO			
AREA DEL CORRENTE SUPERIORE	A _{sup} =	3.14	cm ²
Tensione nella barra (trazione)	σ =	105.64	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione N _{t,Rd}	N _{t,Rd} =	134.64	kN
N/N_{t,Rd} <1	N/N_{t,Rd} =	0.25	
DIAGONALI			
AREA DEI DIAGONALI	A _{inf} =	2.26	cm ²
ANGOLO ASTA DEL DIAGONALE SULLA VISTA TRASVERSALE	α =	14.0	deg
ANGOLO ASTA DEL DIAGONALE SULLA VISTA LONGITUDINALE	β =	27.9	deg
SFORZO NORMALE NEL SINGOLO DIAGONALE (Compressione)	N =	4.31	kN
Tensione nella singola barra (compressione)	σ _s =	38.1	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione N _{c,Rd}	N _{c,Rd} =	48.47	kN
N/N_{c,Rd} <1	N/N_{c,Rd} =	0.089	
STABILITA'			
Coefficiente di vincolo β _v	β _v =	1	
Lunghezza del diagonale	l =	23.35	cm
Lunghezza libera d'inflexione l ₀ =l*β	l ₀ =	23.35	cm
N critico euleriano	N _{cr} =	38.69	kN
Snellezza adimensionale	λ _{sd} =	1.62	
Fattore di imperfezione	α _i =	0.49	
coefficiente φ	φ =	2.16	
Coefficiente χ	χ =	0.278	
Coefficiente gamma M1	γ _{M1} =	1.10	
RESISTENZA INSTABILITA' ASTA COMPRESSA N _{b,Rd}	N _{b,Rd} =	25.73	kN
N/N_{b,Rd} <1	N/N_{b,Rd} =	0.168	
Portata residua dei diagonal	N _{res} =	21.4	kN
	V _{res} =	36.7	kN
	V_{res} =	122.4	kN/m

Le verifiche risultano soddisfatte.

PROGETTAZIONE ATI:

14.1.6. VERIFICHE NELLE FASI SUCCESSIVE

I carichi tandem, in senso longitudinale, sono stati considerati applicati in corrispondenza della mezzeria della campata. Le verifiche sono state effettuate sia agli SLU che agli SLE in sezioni "notevoli", indicate nell'immagine successiva; rispettivamente: sezioni di mezzeria (A), di appoggio centrale (B) e di sbalzo (C).

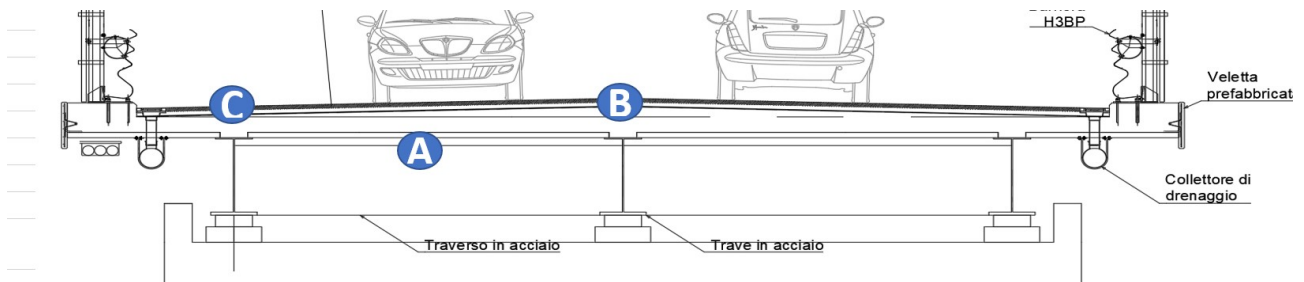


Figura 14.12 Indicazione del posizionamento delle sezioni di verifica

14.1.7. VERIFICA ALLO SLU

Le verifiche verranno effettuate in termini di sollecitazioni per le sezioni individuate, più una verifica a aggiuntiva per i cordoli nel caso di urto.

14.1.8. SOLLECITAZIONI AGLI SLU

Si riportano di seguito i diagrammi delle sollecitazioni relative alle principali combinazioni considerate allo SLU.

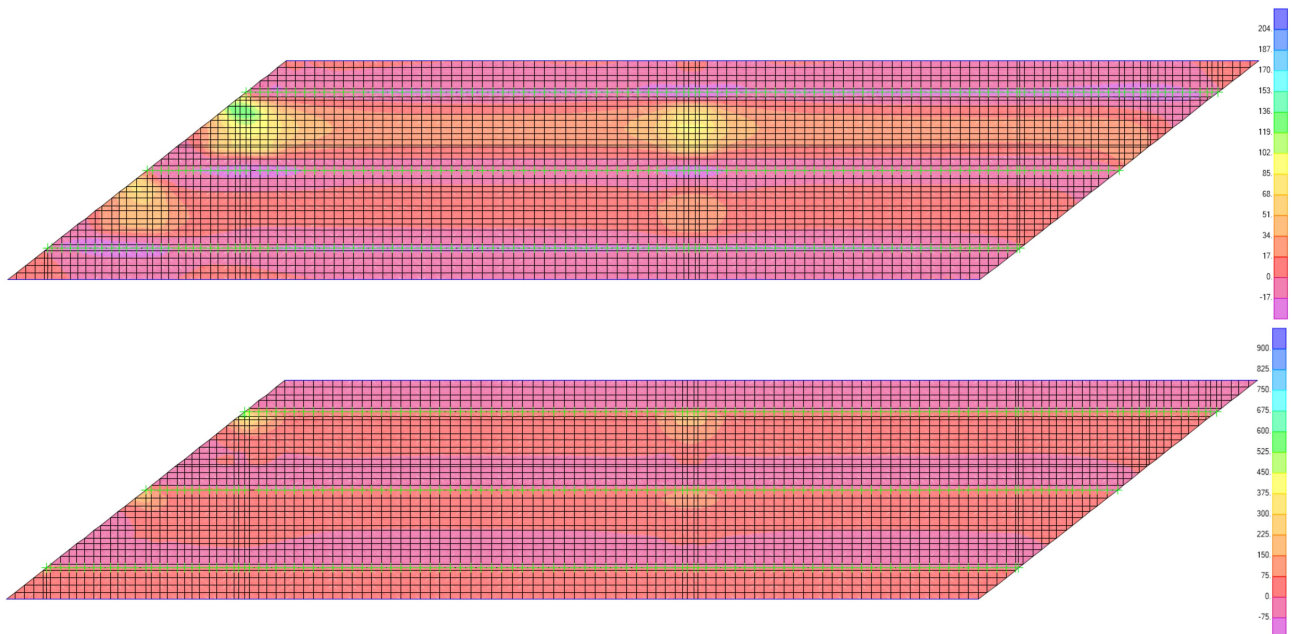


Figura 14.13 Involuppo momento flettente M22 e taglio V23 per comb SLU (massimi)

PROGETTAZIONE ATI:

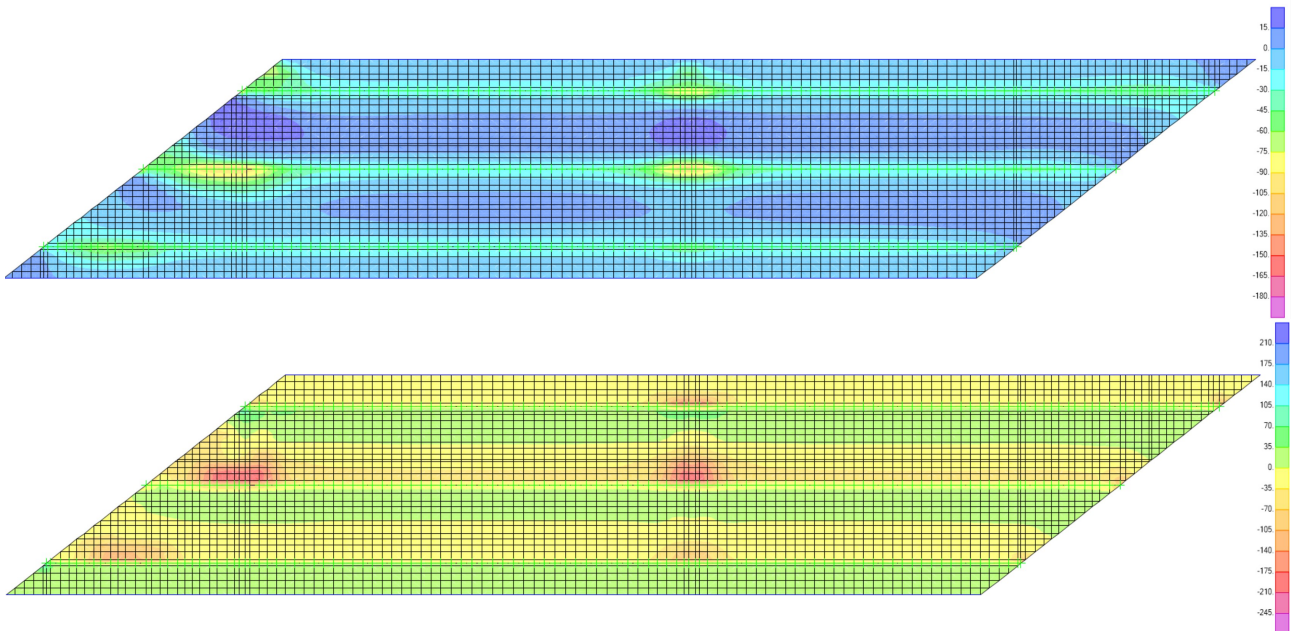


Figura 14.14 Involuppo momento flettente M22 e taglio V23 per comb. SLU (minimi)

14.1.9. VERIFICHE DELLE SOLLECITAZIONI NELLE SEZIONI NOTEVOLI

Di seguito il dimensionamento delle armature nelle tre sezioni di verifica.

14.1.10. VERIFICA A FLESSIONE

Il massimo momento sollecitante positivo risulta $M_{Ed} = 50\text{kNm}$.

L'armatura a momento positivo delle sezioni è costituita da: 1 ϕ 20/20"

Si riporta di seguito la verifica che viene eseguita con riferimento ad una fascia di larghezza 1m, per cui si ha:

$$M_{Rd} = 147.7\text{kNm} > M_{Ed} = 50\text{kNm}$$

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.71	4.5
2	15.71	25.5

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C35/45

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

M_{xRd} kN m
σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

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

Figura 14.15 Momento Positivo – Sezione (A)

L'armatura a momento negativo della sezione è costituita da: 1φ20/20".

Si riporta di seguito la verifica che viene eseguita con riferimento ad una fascia di larghezza 1m
M_{Rd} = -147.7kNm > M_{Ed} = -30kNm

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.71	4.5
2	15.71	25.5

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

Materiali

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

 L_0 cm

 Precompresso

Figura 14.16 Momento Negativo – Sezioni (B) e (C)

14.1.11. VERIFICA A TAGLIO

Il massimo taglio sollecitante (mediato su una larghezza di soletta 1m) risulta rispettivamente:
 $V_{Ed,A} = 43\text{kN}$, $V_{Ed,B} = 220\text{kN}$, $V_{Ed,C} = 350\text{kN}$,

La resistenza a taglio è affidata al traliccio della predalle composto da diagonali $\phi 10$ passo 20cm tenendo in conto della effettiva inclinazione delle stesse rispetto alla verticale.

Si riporta di seguito la verifica:

SEZIONE					
b_w	=	100	cm		
h	=	20.5	cm		
c	=	2	cm		
d	=	$h-c$	=	18.5	cm
MATERIALI					
f_{ywd}	=	391.30	MPa		
R_{ck}	=	45.00	MPa		
γ_c	=	1.5			
f_{ck}	=	$0.83 \times R_{ck}$	=	37.35	MPa
f_{cd}	=	$0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	21.17	MPa
ARMATURE A TAGLIO					
\varnothing_{st}	=	10			
braccia	=	6.468			
\varnothing_{st2}	=	0			
braccia	=	0			
passo	=	20	cm		
(A_{sw} / s)	=	25.400	cm ² / m		
α	=	69	°	(90° staffe verticali)	
ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO					
<p>Armatura trasversale $\cot(\theta) = 2.50$ $(\theta) = 21.80$</p> <p>$V_{Rsd} = 445.53$ (KN) $0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\ctg\alpha + \ctg\theta) \cdot \sin\alpha$</p> <p>$V_{Rcd} = 700.87$ (KN) $0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\ctg\alpha + \ctg\theta) / (1 + \ctg^2\theta)$</p> <p>$V_{Rd} = 445.53$ (KN) $\min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$</p>					

Verifica soddisfatta per tutte e tre le sezioni.

14.1.12. RAPPORTI CAPACITÀ/DOMANDA

Si riporta quindi un riassunto delle verifiche appena viste agli SLU:

bordo	u	Sezione di mezzeria (A)			Sezione di appoggio (B)			Sezione di sbalzo (C)		
		domanda	capacità	C/D	domanda	capacità	C/D	domanda	capacità	C/D
Max M22	KNm	132	147.7	1.12	-120.0	-147.7	1.23	-50	-147.7	2.95
Max V23	KN	43	445	10.35	220	445	2.02	350	445	1.27

Figura 14.17 Riassunto verifiche e rapporti C/D per la progressiva di bordo

14.1.13. VERIFICA CORDOLO PER L'URTO DEL VEICOLO IN SVIO

Il cordolo ha una larghezza di 75cm e su di esso viene fissata la barriera guard rail. Il cordolo è armato con staffe $\phi 16/20$ cm a 4 bracci.

L'urto è modellato come una forza di intensità $F=100$ kN applicata alla barriera ad un'altezza (dall'estradosso soletta) $h=1.00+0.15$ m = 1.15m.

Per effetto della forza F , in corrispondenza della sezione di interfaccia cordolo - soletta, si avranno le seguenti sollecitazioni taglianti e flettenti:

- $F = 100$ kN
- $M = F \cdot h = 115$ kNm

Il cordolo sarà sollecitato a strappo da una forza di taglio ed a momento flettente dato dall'eccentricità (braccio) della stessa. Si verifica quindi la sezione orizzontale d'interfaccia cordolo-soletta data dalla ripresa del getto, considerando l'azione di taglio assorbita dai soli bracci interni, mentre a momento cautelativamente si considerano i soli due esterni come resistenti.

Cautelativamente si fa riferimento ad una porzione di cordolo di 80cm (diffusione a 45° nel piano verticale) in cui vi saranno 4 bracci di staffe. Considerando inoltre 5cm di copriferro per lato, si avrà un braccio massimo di 65cm:

$$T \cdot b = A_r \cdot \sigma_r \cdot b = 4 \cdot 39.13 \cdot 0.65 + 3 \cdot 39.13 \cdot 0.45 = 172 \text{ kNm} > F \cdot h = 115 \text{ kNm} \quad \text{OK!}$$

Si effettua quindi la verifica a taglio (all'interfaccia getto soletta – getto cordolo) considerando i (restanti) bracci delle staffe che risultano non impegnati dalla flessione.

Sempre con riferimento ad una porzione di cordolo considerata si ha:

$$V_{Rsd} > (A_r \cdot f_{yd}) / \text{radq}(3) = 2 \cdot 4 \cdot 201 \cdot 391.3 / 1.73 = 363 \text{ kN} > F = 100 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

14.1.14. VERIFICA ALLO SLE

Si riportano di seguito le verifiche allo SLE per le sezioni già illustrate (A), (B), (C).

Le verifiche sono soddisfatte se sono rispettati i seguenti limiti di tensioni nel cls e nell'acciaio, e di apertura delle fessure.

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0.60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica (rara) } = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente } = 15.75 \text{ MPa}$$

La massima tensione di trazione nell'acciaio σ_s , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0.8 f_{yk} \text{ per combinazione quasi permanente } = 360 \text{ MPa}$$

Condizioni ambientali:

- XC4+XS1 - con cls C35/45 per la soletta → condizioni aggressive
- XC4+XS1 - con cls C35/45 per il cordolo → condizioni aggressive

Tipo Armatura: Poco sensibile

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4.1, il valore di calcolo w_d , è definito al § 4.1.2.2.4.6.

La soletta prevede quindi un limite di ampiezza delle fessure:

- QP: $w_1 = 0.2\text{mm}$
- FREQ: $w_2 = 0.3\text{mm}$

Si riportano quindi le sollecitazioni per le combinazioni di esercizio.

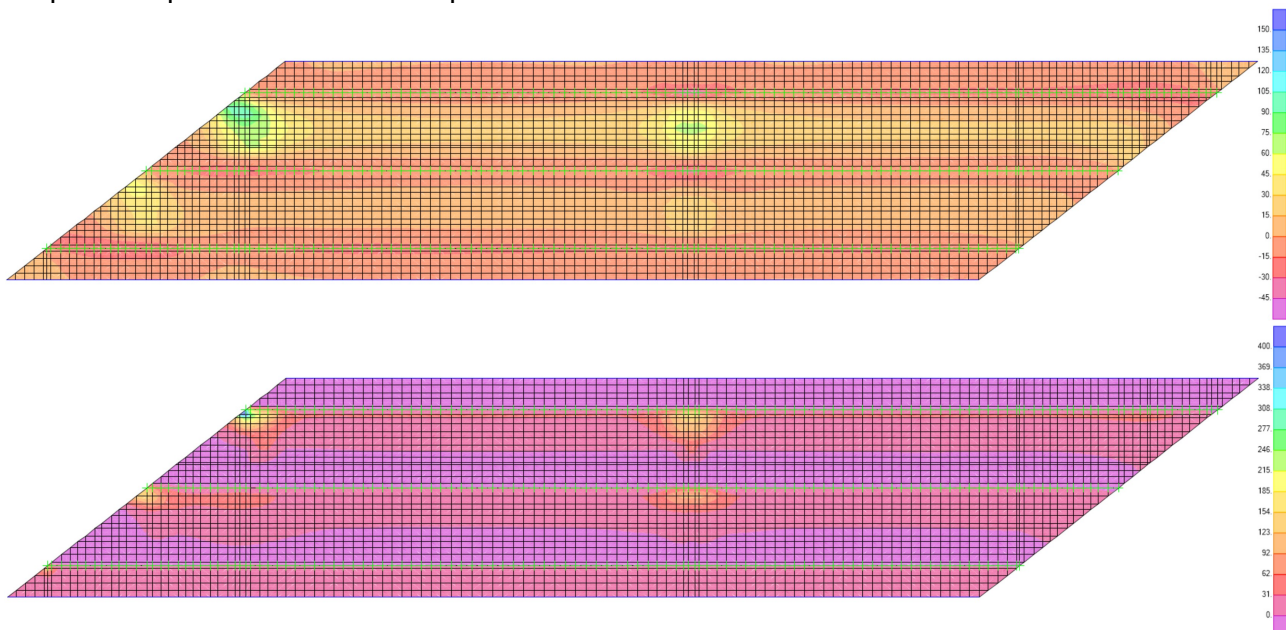


Figura 14.18 Momento flettente M22 e Taglio V23, Mmax per combinazione Rara

PROGETTAZIONE ATI:

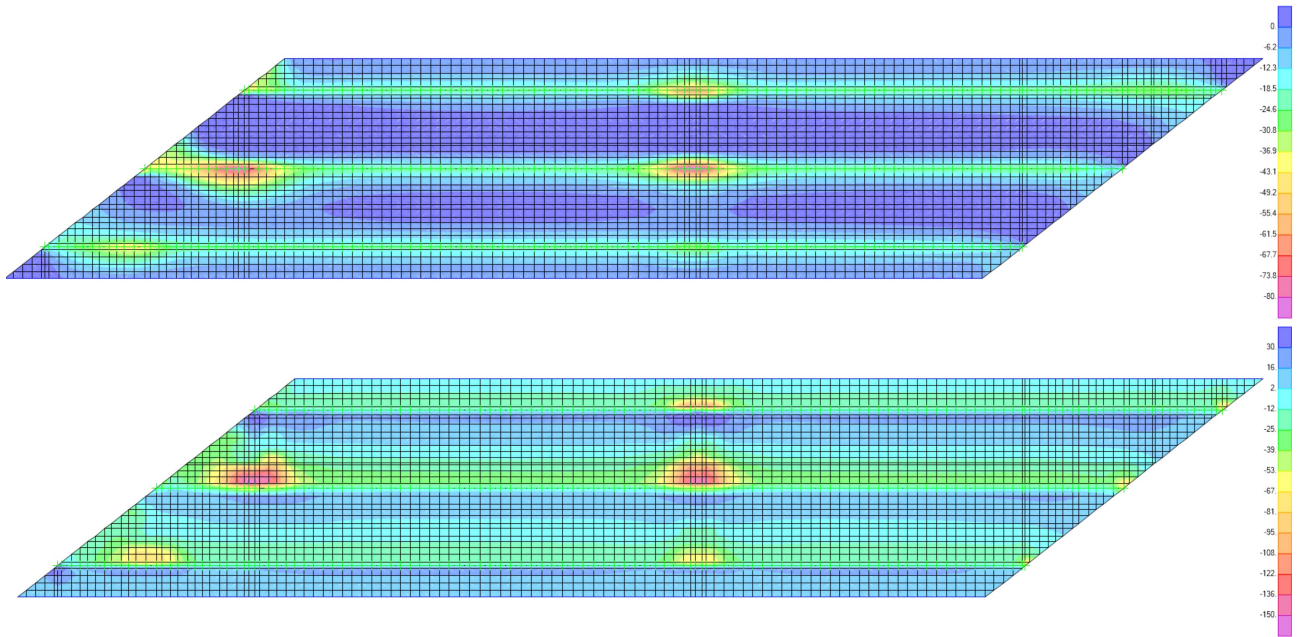


Figura 14.19 Momento flettente M22, Mmin per combinazione Rara

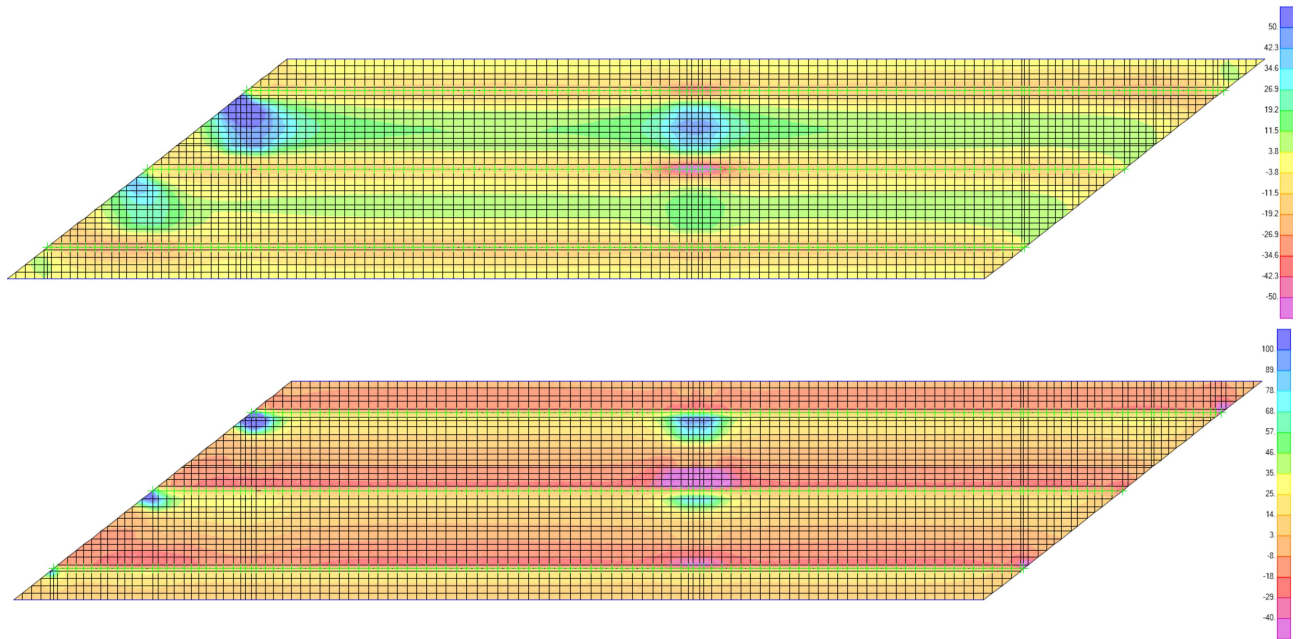


Figura 14.20 Momento flettente M22, Mmax per combinazione Frequente

PROGETTAZIONE ATI:

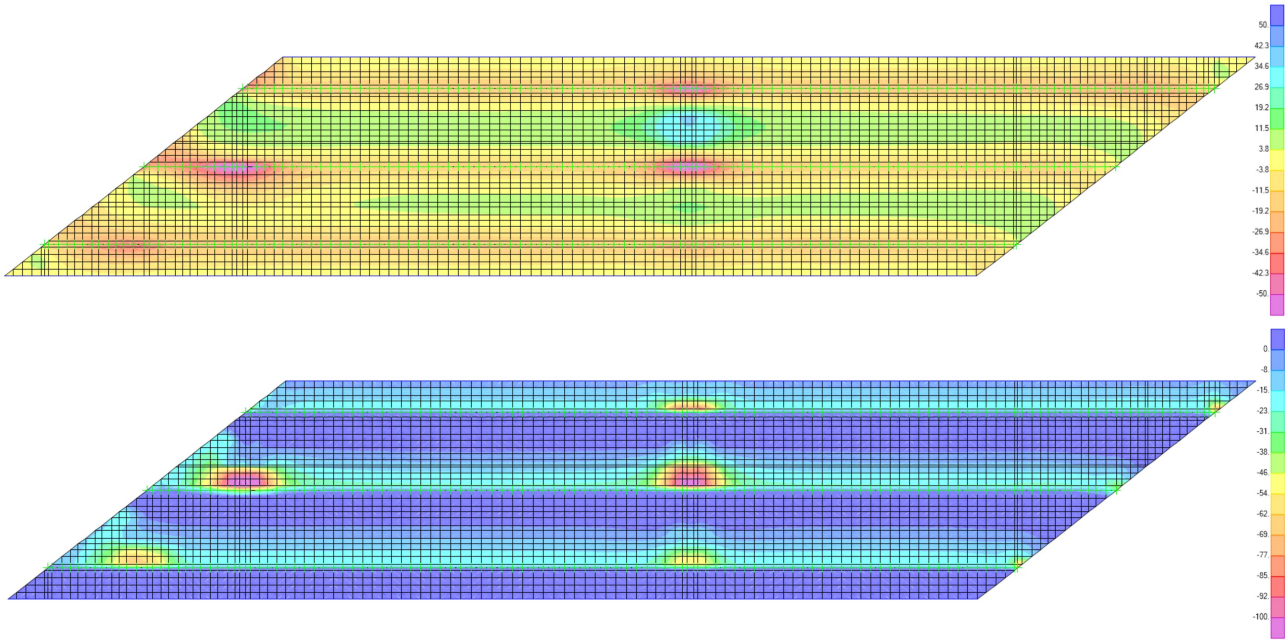


Figura 14.21 Momento flettente M22, Mmin per combinazione Frequente

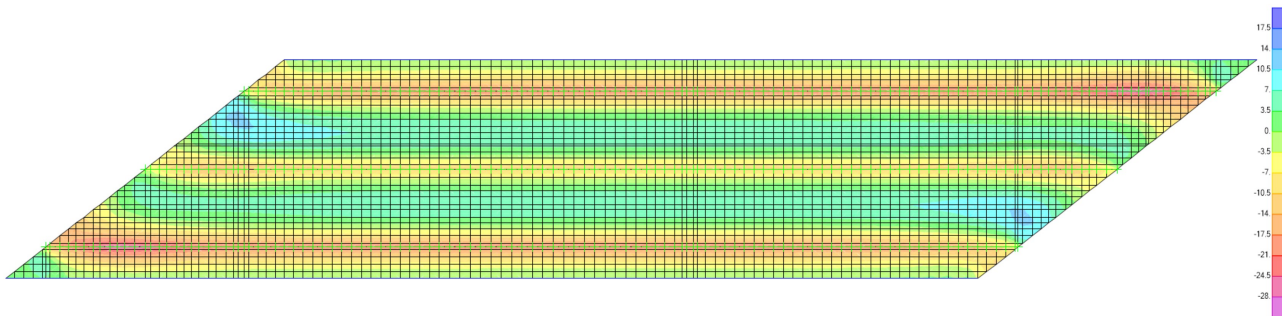


Figura 14.22 Momento flettente M22 per combinazione Quasi Permanente

14.1.15. VERIFICHE TENSIONALI – COMBINAZIONE RARA

Sono eseguite verifiche tensionali a momento flettente per tutte le combinazioni considerate nelle sezioni notevoli definite in precedenza. Tutte le sezioni mostrano tensioni nell'acciaio e nel calcestruzzo inferiori ai limiti per la condizione Rara.

PROGETTAZIONE ATI:

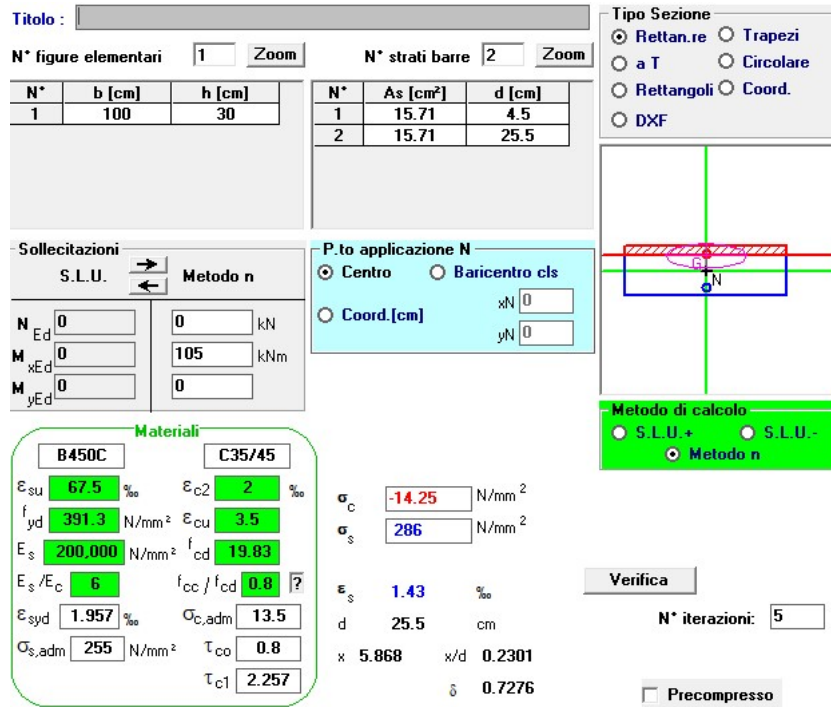


Figura 14.23 Verifica della sezione (A) – momento positivo

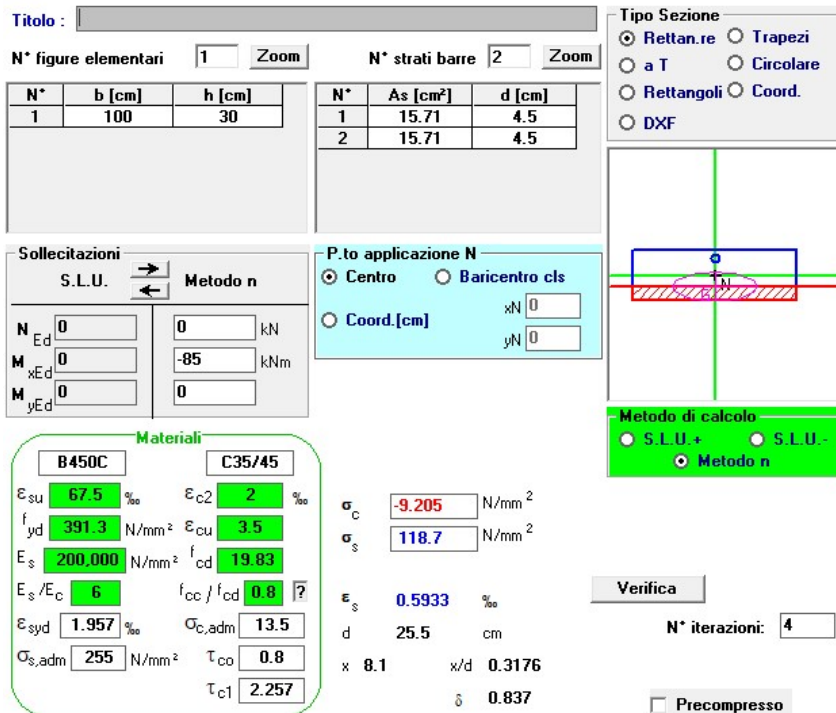


Figura 14.24 Verifica delle sezioni (B) (C) – momento negativo

14.1.16. VERIFICHE TENSIONALI – COMBINAZIONE FREQUENTE

Sono eseguite verifiche tensionali a momento flettente per tutte le combinazioni considerate nelle sezioni notevoli definite in precedenza.

Tutte le sezioni mostrano tensioni nell'acciaio e nel calcestruzzo inferiori ai limiti per la condizione Frequente.

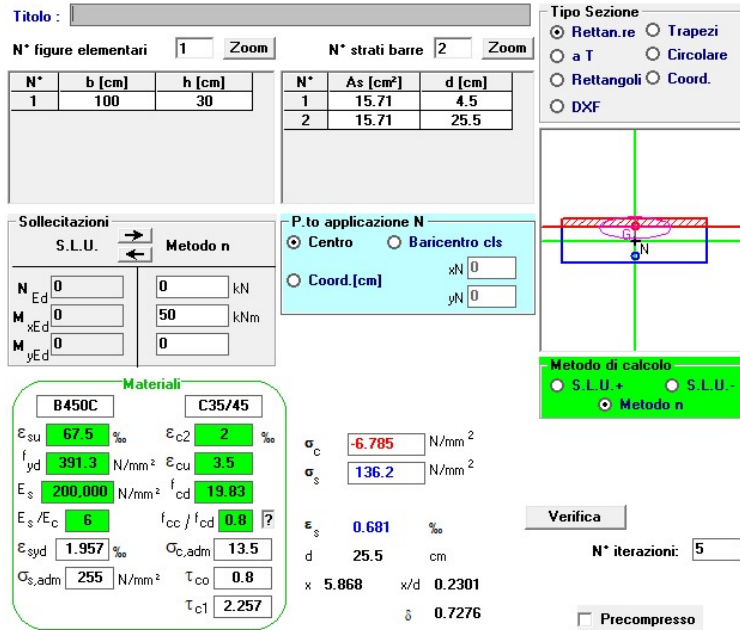


Figura 14.25 Verifica della sezione (A) – momento positivo

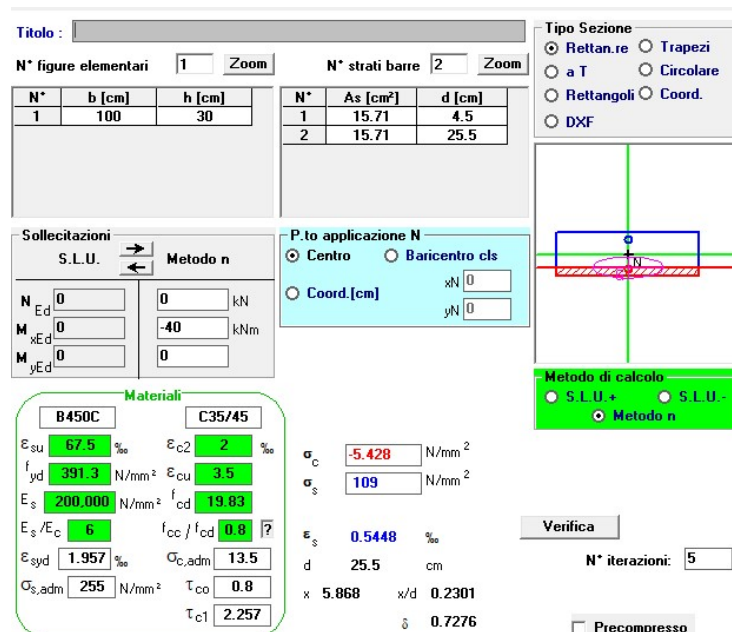


Figura 14.26 Verifica delle sezioni (B) (C) – momento negativo

14.1.17. VERIFICHE TENSIONALI – COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

Sono eseguite verifiche tensionali a momento flettente per tutte le combinazioni considerate nelle sezioni notevoli definite in precedenza. Non sono previste prescrizioni tensionali per questa combinazione ma le caratteristiche della sezione sono necessarie per le verifiche di fessurazione.

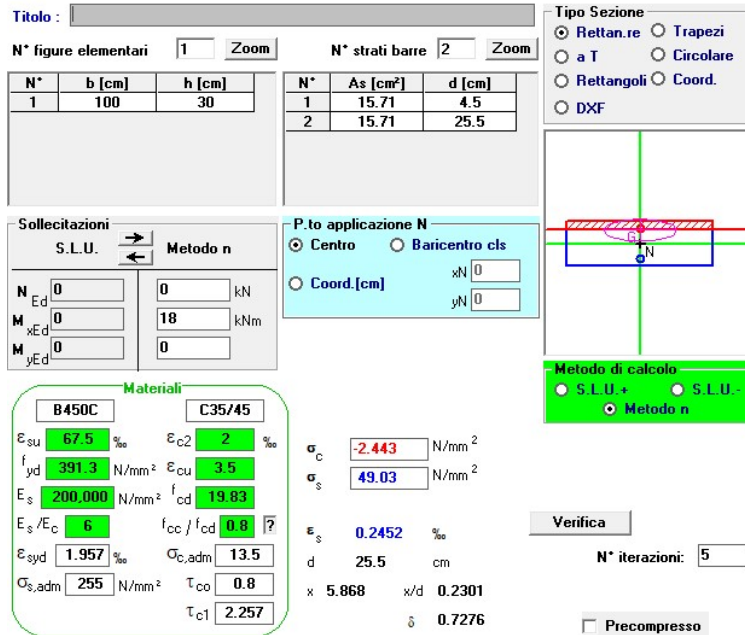


Figura 14.27 Verifica della sezione (A) – momento positivo

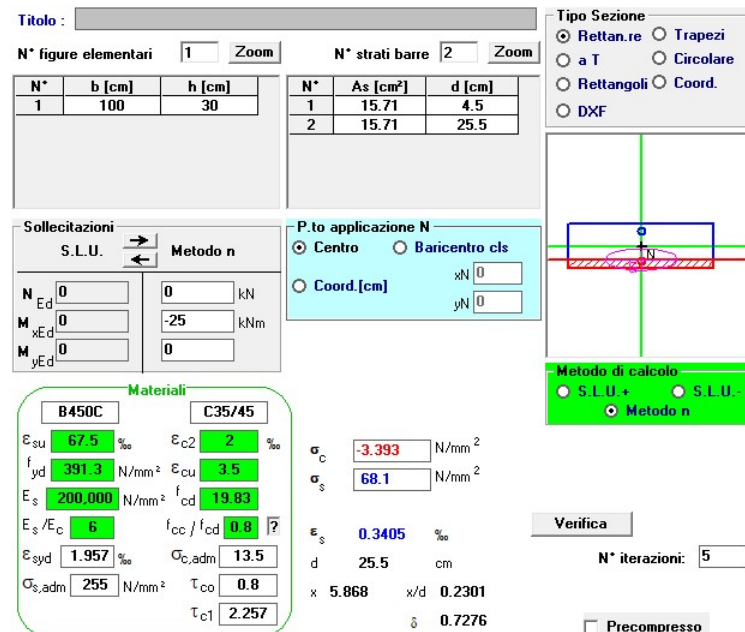


Figura 14.28 Verifica delle sezioni (B) (C) – momento negativo

14.1.18. VERIFICA FESSURAZIONE

Si verificano le sezioni di momento positivo (A) e momento negativo (B), (C), per le combinazioni frequente e quasi permanente.

Per i materiali e le condizioni ambientali in esame (XC4+XS1 con cls 35/45) si hanno condizioni aggressive che determinano un'apertura delle lesioni caratteristica di 0.3mm e 0.2mm rispettivamente per le combinazioni indicate. Le verifiche risultano soddisfatte.

PROGETTAZIONE ATI:

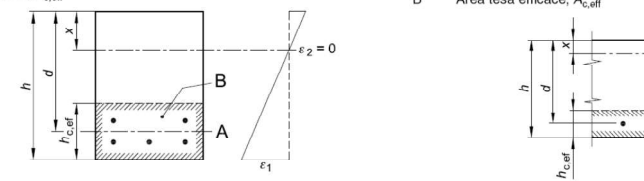
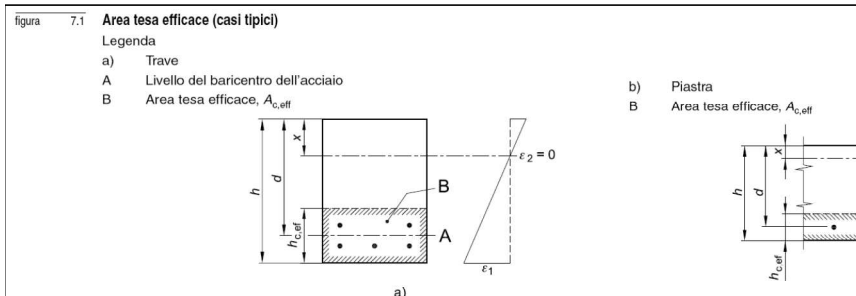
Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h = 300 [mm]
Larghezza della sezione	b = 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d = 255 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' = 45 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c = 35 [mm]
<u>Armatura tesa ordinaria</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,1}$ = 5 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,1}$ = 20 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,1}$ = 1571 [mm ²]
<u>Armatura tesa di infittimento</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,2}$ = 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,2}$ = 0 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,2}$ = 0 [mm ²]
Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f_{ck} = 37.35 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm} = 3.4 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm} = 34625 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk} = 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s = 210000 [MPa]
DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s = 136.2 [MPa]
Asse neutro della sezione	x = 58 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	α_e = 6.06 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A_s = 1571 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff.1}$ = 112500 [mm ²] $A_{c,eff.2}$ = 80667 [mm ²] $A_{c,eff.3}$ = 150000 [mm ²] $A_{c,eff.min}$ = 80667 [mm ²]
<p>figura 7.1 Area tesa efficace (casi tipici)</p> <p>Legenda</p> <p>a) Trave A Livello del baricentro dell'acciaio B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$</p> <p>b) Piastra B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$</p> 	
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$ = 0.01947 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$ = 3.4 [MPa]
Fattore di durata del carico	k_t = 0.4 [-]
<u>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</u>	
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$ = 0.000389 [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc.}$ = 0.000282 [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]$ = 0.000389 [-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s = 100 [mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq} = 20.00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,ref}$ = 225 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k_1 = 0.800 [-] k_2 = 0.500 [-] k_3 = 3.400 [-] k_4 = 0.425 [-]
<u>Distanza massima tra le fessure</u>	
	$s_{r,max.1}$ = 294 [mm]
	$s_{r,max.2}$ = 315 [mm]
	$s_{r,max}$ = 294 [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$ = 0.20 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k = 0.11 [mm]

Figura 14.29 Verifica a fessurazione – Caso Frequente, sezione A (momento positivo)

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h = 300 [mm]
Larghezza della sezione	b = 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d = 255 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' = 45 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c = 35 [mm]
Armatura tesa ordinaria	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{t,1}$ = 5 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{t,1}$ = 20 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{st,1}$ = 1571 [mm ²]
Armatura tesa di infittimento	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{t,2}$ = 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{t,2}$ = 0 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{st,2}$ = 0 [mm ²]

Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f_{ck} = 37.25 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm} = 3.3 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm} = 34603 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk} = 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s = 210000 [MPa]

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s = 109 [MPa]
Asse neutro della sezione	x = -58.68 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	
Coefficiente di omogeneizzazione	α_e = 6.07 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A_s = 1571 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff.1}$ = 112500 [mm ²]
	$A_{c,eff.2}$ = 119560 [mm ²]
	$A_{c,eff.3}$ = 150000 [mm ²]
	$A_{c,eff.min}$ = 112500 [mm ²]



Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$ = 0.01396 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$ = 3.3 [MPa]
Fattore di durata del carico	k_f = 0.4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$ = 0.000311 [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc.}$ = 0.000024 [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]$ = 0.000311 [-]

Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s = 100 [mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq} = 20.00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,ref}$ = 225 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	
	k_1 = 0.800 [-]
	k_2 = 0.500 [-]
	k_3 = 3.400 [-]
	k_4 = 0.425 [-]

Distanza massima tra le fessure	
	$s_{r,max,1}$ = 363 [mm]
	$s_{r,max,2}$ = 466 [mm]
	$s_{r,max}$ = 363 [mm]

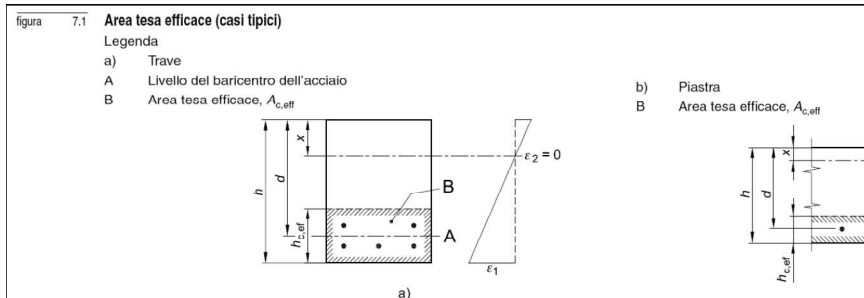
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$ = 0.20 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k = 0.11 [mm]

Figura 14.30 Verifica a fessurazione – Caso Frequente, sezioni (B) e (C) (momento negativo)

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h = 300 [mm]
Larghezza della sezione	b = 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d = 255 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' = 45 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c = 35 [mm]
Armatura tesa ordinaria	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n _{r,1} = 5 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ _{r,1} = 20 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{sf,1} = 1571 [mm ²]
Armatura tesa di infittimento	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n _{r,2} = 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ _{r,2} = 0 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{sf,2} = 0 [mm ²]

Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f _{ck} = 37.35 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f _{ctm} = 3.4 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E _{cm} = 34625 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f _{yk} = 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E _s = 210000 [MPa]

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s = 49.9 [MPa]
Asse neutro della sezione	X = 58.6 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	
Coefficiente di omogeneizzazione	
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A _s = 1571 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	A _{c,eff.1} = 112500 [mm ²]
	A _{c,eff.2} = 80467 [mm ²]
	A _{c,eff.3} = 150000 [mm ²]
	A _{c,eff.min} = 80467 [mm ²]



Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ _{p,eff} = 0.01952 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	f _{ct,eff} = 3.4 [MPa]
Fattore di durata del carico	k ₁ = 0.4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nei cls	
	[ε _{sm} - ε _{cm,min}] = 0.000143 [-]
	[ε _{sm} - ε _{cm,calc.}] = -0.000128 [-]
	[ε _{sm} - ε _{cm}] = 0.000143 [-]

Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s = 100 [mm]
Diametro equivalente delle barre	φ _{eq} = 20.00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	s _{max,ref} = 225 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	
	k ₁ = 0.800 [-]
	k ₂ = 0.500 [-]
	k ₃ = 3.400 [-]
	k ₄ = 0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	
	s _{r,max.1} = 293 [mm]
	s _{r,max.2} = 314 [mm]
	s _{r,max} = 293 [mm]

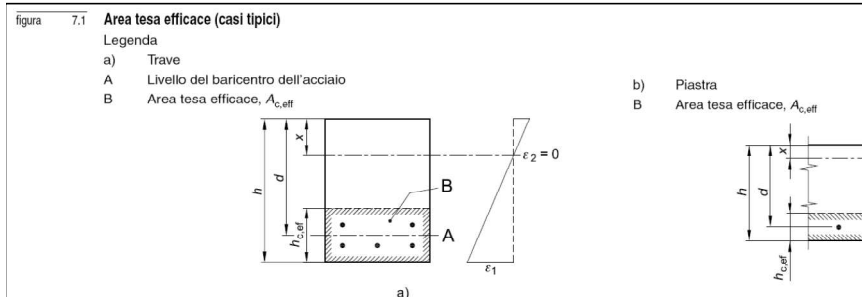
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	w _{k,lim} = 0.20 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w _k = 0.04 [mm]

Figura 14.31 Verifica a fessurazione – Caso QP, sezione A (momento positivo)

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h = 300 [mm]
Larghezza della sezione	b = 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d = 220 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' = 45 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c = 35 [mm]
Armatura tesa ordinaria	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{r,1}$ = 5 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{r,1}$ = 20 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{s,1}$ = 1571 [mm ²]
Armatura tesa di infitimento	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{r,2}$ = 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{r,2}$ = 0 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{s,2}$ = 0 [mm ²]

Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f_{ck} = 37.35 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm} = 3.4 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm} = 34625 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk} = 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s = 210000 [MPa]

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s = 68 [MPa]
Asse neutro della sezione	x = -58.68 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	
Coefficiente di omogeneizzazione	α_e = 6.06 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A_s = 1571 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff,1}$ = 200000 [mm ²] $A_{c,eff,2}$ = 119560 [mm ²] $A_{c,eff,3}$ = 150000 [mm ²] $A_{c,eff,min}$ = 119560 [mm ²]



Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$ = 0.01314 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$ = 3.4 [MPa]
Fattore di durata del carico	k_t = 0.4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$ = 0.000194 [-] $[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc.}$ = -0.000201 [-] $[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]$ = 0.000194 [-]

Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s = 100 [mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq} = 20.00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,ref}$ = 225 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k_1 = 0.800 [-] k_2 = 0.500 [-] k_3 = 3.400 [-] k_4 = 0.425 [-]

Distanza massima tra le fessure	
$s_{r,max,1}$	378 [mm]
$s_{r,max,2}$	466 [mm]
$s_{r,max}$	378 [mm]

Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$ = 0.20 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k = 0.07 [mm]

Figura 14.32 Verifica a fessurazione – Caso QP, sezioni (B) e (C) (momento negativo)

14.2. TRAVERSI DI TESTATA – VERIFICA LOCALE AL SOLLEVAMENTO

La verifica del viadotto in fase di sollevamento per la sostituzione degli appoggi è stata condotta considerando il sollevamento dell'appoggio mediante martinetti idraulici posizionati al di sotto dei traversi di spalla in prossimità dei baggioli (vd. Figura).

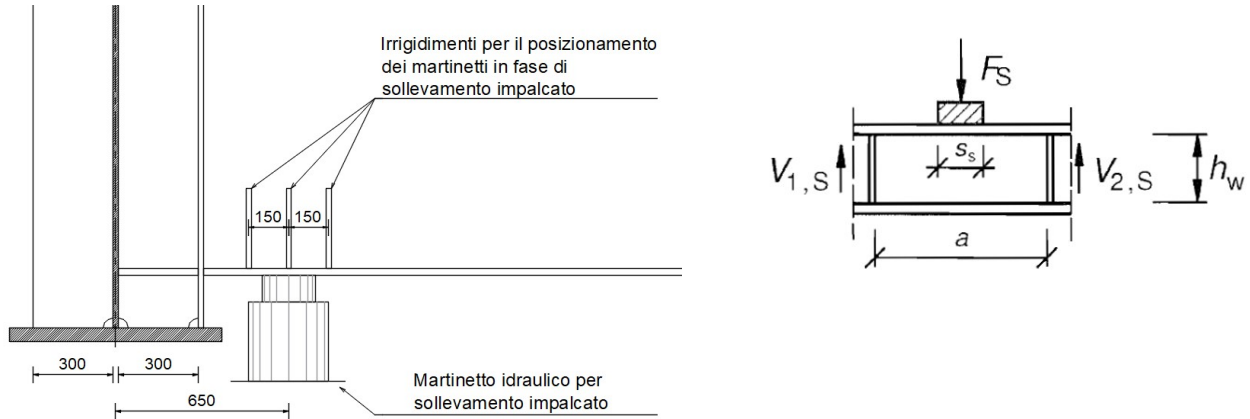


Figura 14.33 Schema sollevamento appoggi

La combinazione di carichi considerata ai fini del calcolo delle sollecitazioni è la quasi-permanente:

$$(G_1 + G_2) \cdot 1.35$$

Trattandosi di una travata isostatica non risulta necessario eseguire ulteriori verifiche (oltre a quelle allo SLU) della travata e delle parti strutturali secondarie con riferimento alla condizione di sollevamento.

È invece opportuno eseguire le verifiche locali dell'anima delle travi principali per effetto dei carichi concentrati introdotti dai martinetti.

La verifica di resistenza locale ai carichi concentrati è stata condotta secondo la EN 1993-1-5 §.6 "Resistance to transverse forces"; a vantaggio di sicurezza è stata ignorata la presenza degli "stiffeners" predisposti per garantire un opportuno contrasto ai martinetti.

I risultati delle verifiche si riportano nelle tabelle seguenti: nella prima tabella sono riportati i parametri geometrico/meccanici e sollecitazioni, nella seconda è svolto il calcolo della resistenza:

Legenda

NEd = forza concentrata trasmessa dal martinetto; S_s = Estensione della zona di contatto tra martinetto e ala inferiore; a = interasse tra gli irrigidimenti verticali della travata; h_w = altezza dell'anima; t_w = spessore dell'anima; t_f = spessore dell'ala a contatto col martinetto; b_f = larghezza dell'ala a contatto col martinetto; f_{yw} = resistenza allo snervamento dell'anima; f_{yf} = resistenza allo snervamento dell'ala; NR_d = resistenza di progetto dell'anima ai carichi concentrati

NEd	S _s	a	h _w	t _w	t _f	b _f	f _{yw}	f _{yf}
[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[MPa]	[MPa]
1900	200	300	2000	20	30.0	500	355	355

k _f	FCR	m ₁	m ₂	l _y	λ _f	χ _f	L _{eff}	NR _d	VERIFICA	η ₂
[-]	[kN]	[-]	[-]	[mm]	[-]	[-]	[mm]	[kN]		
94.9	70370	25.0	88.89	900	0.30	1.66	1494	9640	OK	0.197

PROGETTAZIONE ATI:

La presenza degli stiffeners saldati al traverso in corrispondenza dei punti di contatto dei martinetti è stata considerata adottando un passo degli stiffeners cautelativamente pari a 300mm (in realtà il passo è pari a 150mm). Dall'esito delle verifiche risulta che la fase di sollevamento non rappresenta in alcun modo una fase critica per la resistenza dell'impalcato.

14.3. TRAVERSI INTERMEDI

14.3.1. VERIFICA DELLE ASTE

La verifica delle aste dei diaframmi intermedi tra le travi principali viene eseguita sulla base delle sollecitazioni lette dal modello di calcolo.

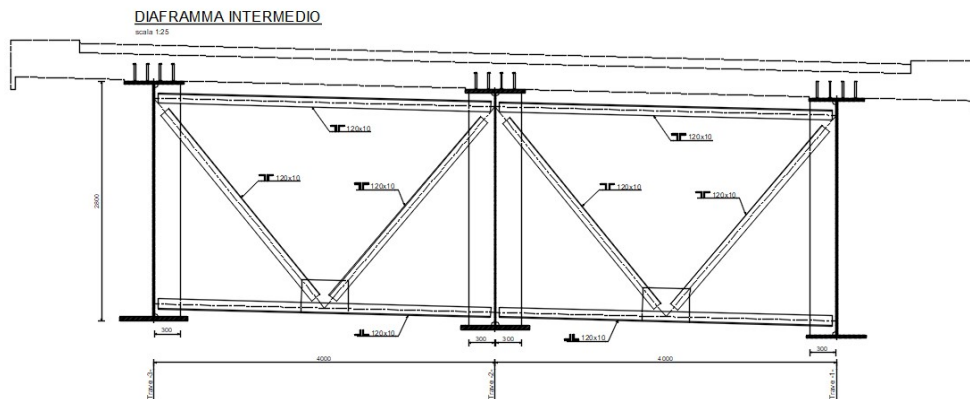


Figura 14.34 trasverso intermedio

Risulta quindi, come involucro tra le combinazioni:

$$M_{\max} = 1500 \text{ kNm}$$

$$V_{\max} = 550 \text{ kNm}$$

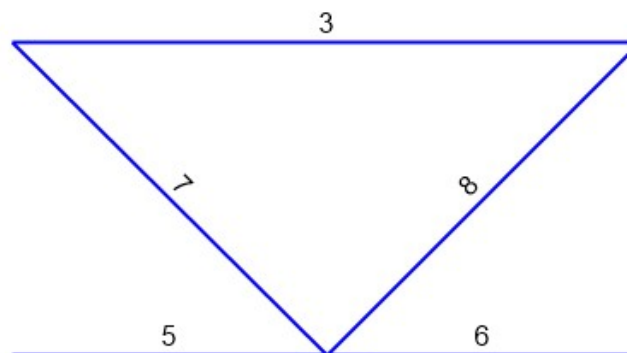


Figura 14.35 Schema del trasverso di verifica e numerazione delle aste

Sulla base delle geometrie, con un'altezza complessiva di 2m e una lunghezza di 4m si hanno tutti angoli a 45° da cui discende:

Massimo sforzo di trazione sul corrente superiore "3"

$$T/C = M/h \rightarrow 1500/2 = 750 \text{ kN}$$

Massimo sforzo di compressione sui correnti inferiori "5" e "6"

$$T/C = M/h \rightarrow 1500/2 = 750 \text{ kN}$$

PROGETTAZIONE ATI:

Massimo sforzo di compressione sulle diagonali "7" e "8" $V/\sin \alpha \rightarrow 550/\sin 45^\circ = 778 \text{ kN}$

I coefficienti di imperfezione per le aste compresse vengono valutati secondo eurocodice in base alla tipologia di sezione scelta: profili accoppiati "L" 120x120x10:

Section Name: 2L

Section Notes: Modify/Show Notes...

Dimensions:

- Total depth (t3) : 0.12
- Width of a single angle : 0.12
- Horizontal leg thickness (tf) : 0.01
- Vertical leg thickness (tw) : 0.01
- Back to back distance (dis) : 0.01
- Fillet Radius : 0.

Material: S355

Property Modifiers: Set Modifiers...

Section: [Diagram of section profile]

Properties: Section Properties..., Time Dependent Properties...

Buttons: OK, Cancel

Figura 14.36 Sezione delle aste dei trasversi

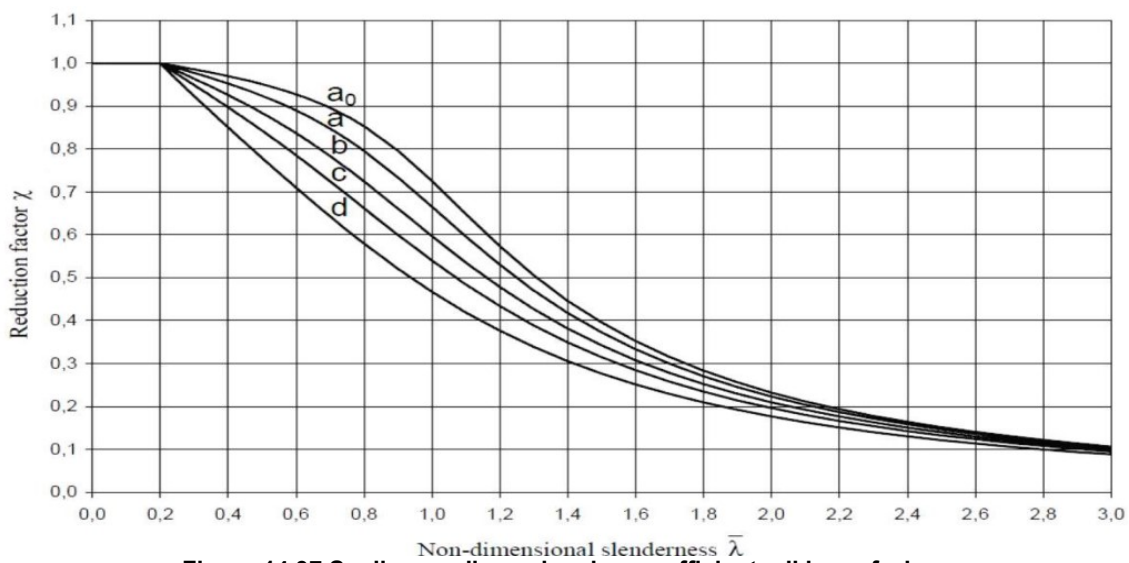


Figura 14.37 Snellezza adimensionale e coefficiente di imperfezione

Valutando l'instabilità fuori dal piano del singolo profilato si ha:

asta	f_{yk} KN/m ²	L m	A m ²	γ_{M1} -	$I_{fuori\ piano}$ m	β -	L_0 m
3	338100	4	0.0046	1.1			
5	338100	2	0.0046	1.1	6.37E-06	1	2
6	338100	2	0.0046	1.1	6.37E-06	1	2
7	338100	2.83	0.0046	1.1	6.37E-06	1	2.83
8	338100	2.83	0.0046	1.1	6.37E-06	1	2.83

N_{cr} KN	λ_{ad}	α	ϕ	χ	N_{rd}	N_{ed}	C/D
	-				-	-	-
					1414	750	1.89
3301	0.69	0.34	0.8	0.79	1119	750	1.49
3301	0.69	0.34	0.8	0.79	1119	750	1.49
1648	0.97	0.34	1.1	0.62	870	778	1.12
1648	0.97	0.34	1.1	0.62	870	778	1.12

f_{yk}	resistenza caratteristica	N_{cr}	sforzo assiale critico
L	lunghezza dell'elemento	λ_{ad}	snellezza adimensionale
A	area dell'elemento	α	coefficiente alfa
γ_{M1}	coefficiente di sicurezza	ϕ	fattore ϕ
$I_{nel\ piano}$	momento di inerzia	χ	coefficiente χ
$I_{fuori\ piano}$	momento di inerzia	N_{rd}	Sforzo assiale resistente
β	coefficiente beta	N_{ed}	Sforzo assiale agente
L_0	lunghezza libera di inflessione	C/D	capacità su domanda

Le verifiche sono quindi soddisfatte.

14.3.2. VERIFICA DEL COLLEGAMENTO BULLONATO

Si verificano i collegamenti tra le aste tramite l'uso di bulloni M24 classe 10.9. Si ha quindi la verifica dei bulloni:

asta	classe	classe	diametro	Ares	ftk	n bulloni
	-	-	[mm]	mm ²	[Mpa]	-
3	10.9	M24	24	353	1000	3
5	10.9	M24	24	353	1000	3
6	10.9	M24	24	353	1000	3
7	10.9	M24	24	353	1000	3
8	10.9	M24	24	353	1000	3

N _{ed}	n facce	γ _{M2}	F _{v,Ed, bul}	F _{v,Rd, bul}	C/D
[N]	-	-	-		
750000	2	1.25	125000	141200	1.13
750000	2	1.25	125000	141200	1.13
750000	2	1.25	125000	141200	1.13
778000	2	1.25	129667	141200	1.09
778000	2	1.25	129667	141200	1.09

Si ha quindi la verifica a rifollamento dei profilati ad L:

asta	t _{profilato}	t _{piastra}	d ₀	f _{tk}	γ _{M2}	e ₁
	[mm]	[mm]	[mm]	[Mpa]	-	[mm]
3	12	20	24.3	510	1.25	60
5	12	20	24.3	510	1.25	60
6	12	20	24.3	510	1.25	60
7	12	20	24.3	510	1.25	60
8	12	20	24.3	510	1.25	60

e ₂	α _{bordo}	k _{bordo}	F _{b,rd bordo}	C/D
[mm]	-	-	[N]	
60	0.82	2.5	402963	3.22
60	0.82	2.5	402963	3.22
60	0.82	2.5	402963	3.22
60	0.82	2.5	402963	3.11
60	0.82	2.5	402963	3.11

PROGETTAZIONE ATI:

i ha quindi la verifica a rifollamento dei fazzoletti:

asta	$t_{\text{profilato}}$ [mm]	t_{piastra} [mm]	d_0 [mm]	f_{tk} [Mpa]	γ_{M2} -	e_1 [mm]	p_1 [mm]
3	12	20	24.3	510	1.25	60	60
5	12	20	24.3	510	1.25	60	60
6	12	20	24.3	510	1.25	60	60
7	12	20	24.3	510	1.25	60	60
8	12	20	24.3	510	1.25	60	60

p_1 [mm]	e_2 [mm]	α_{bordo} -	k_{bordo} -	$F_{b,rd \text{ bordo}}$ [N]	C/D
60	60	0.82	2.5	402963	1.61
60	60	0.82	2.5	402963	1.61
60	60	0.82	2.5	402963	1.61
60	60	0.82	2.5	402963	1.55
60	60	0.82	2.5	402963	1.55

$t_{\text{profilato}}$	spessore del profilato
t_{piastra}	spessore della piastra
d_0	area del foro
f_{tk}	resistenza a rottura
γ_{M2}	coefficiente di sicurezza
e_1	distanza longitudinale bullone-bordo
p_1	passo longitudinale tra i bulloni
e_2	distanza trasversale bullone-bordo
α_{bordo}	coefficiente
k_{bordo}	coefficiente
$F_{b,rd \text{ bordo}}$	resistenza a rifollamento della piastra
C/D	capacità su domanda

Le verifiche sono soddisfatte.

PROGETTAZIONE ATI:

15. APPOGGI E GIUNTI

Si riportano di seguito le verifiche del sistema di appoggio e dei giunti per effetto delle azioni sismiche. Si fa riferimento alle combinazioni SLV, SLC, e SLU

15.1. APPOGGI A

Si prevede l'impiego di diverse tipologie di appoggi per tutte le travi: su entrambe le spalle, per ciascuna carreggiata. Sulla spalla A è presente un unico appoggio fisso posto in posizione centrale rispetto ai due restanti, entrambi multidirezionali. La spalla B è speculare e ha come unica differenza un appoggio monodirezionale lì dove nella spalla A era presente un fisso. La seconda carreggiata possiede uno schema di vincolo identico. Si può osservare quanto appena detto nella Figura 15.1.

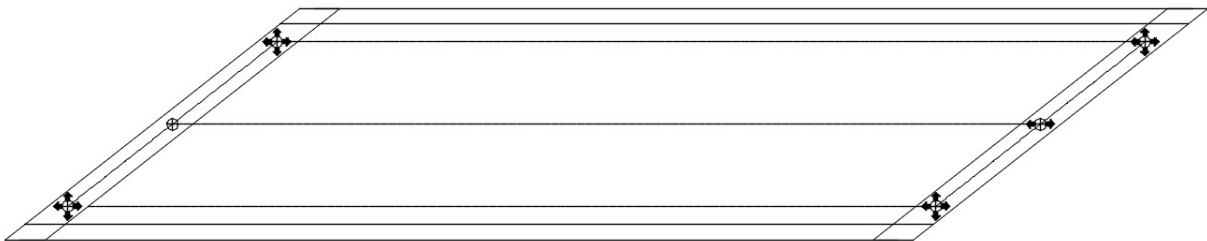


Figura 15.1: Schema di vincolo impalcato per una sola carreggiata.

15.1.1. AZIONI SUGLI APPOGGI

Si riporta di seguito la tabella riassuntiva dei massimi carichi assiali sugli appoggi per effetto delle combinazioni sismiche SLC e SLU.

Appoggio	Tipo	SLU				SLC				Spostamento	
		Nmax	Nmin	Vx,max	Vy,max	Nmax	Nmin	Vx,max	Vy,max	Dx	Dy
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]
SP1 sx	Multi	5500	-	-	-	2200	-	-	-	+/-10	+/-10
SP1 centrale	Fisso	3500	-	675	580	1400	-	1100	600	-	-
SP1 dx	Multi	5500	-	-	-	2200	-	-	-	+/-10	+/-10
SP2 sx	Multi	5500	-	-	-	2200	-	-	-	+/-70	+/-10
SP2 centrale	Unidir - x	3500	-	-	580	1400	-	-	600		
SP2 dx	Multi	5500	-	-	-	2200	-	-	-	+/-70	+/-10

15.2. GIUNTI DI DILATAZIONE E SOTTOPAVIMENTAZIONE

La determinazione dei giunti viene effettuata tenendo conto dei massimi spostamenti attesi secondo le combinazioni indicate in precedenza.

Giunto	Scorr. long.	Scorr. trasv.	Varco min
	[mm]	[mm]	[mm]
SP1	+/- 10	+/- 10	60
SP2	+/- 70	+/- 10	120

15.3. BAGGIOLI

La verifica è condotta con riferimento al baggiolo più sollecitato soggetto all'azione tagliante allo SLC realizzato con classe di calcestruzzo C35/45 e barre di armatura B450C. La verifica è svolta con riferimento alle formulazioni per elementi tozzi. Le dimensioni considerate sono 0.70x0.70m in pianta con altezza 30cm. Il baggiolo è armato con barre verticali 24&16/10cm in entrambe le direzioni, staffe n. 8 &16 orizzontali.

Dall'analisi sismica allo SLC risulta agente un taglio massimo di 575kN e uno sforzo normale massimo di 2300.00kN.

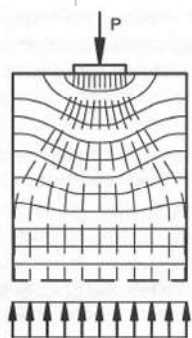
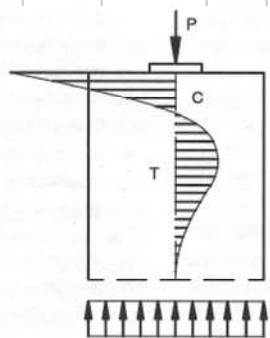
VERIFICA BAGGIOLI				
				
VERIFICA PRESSIONE NEL CLS				
P : Reazione verticale all'appoggio		2300	kN	
a : Dimensione minima piastra di appoggio		0.40	m	
d : Larghezza baggiolo		0.70	m	
σ_{cls} : Tensione nel cls		14.38	MPa	< 21.17 MPa Verificato
VERIFICA ARMATURA DI FRETTAGGIO				
Forza di fenditura				
	$T = 0.25 \times P \times (1 - a/d)$	246.4	kN	
Armatura di frettaggio	n°	30		
3 strati di 10 Ø 10	Ø	10		
	Area	23.56	cm ²	
σ_{acc} : Tensione nell'acciaio		104.6	MPa	< 391.3 MPa Verificato
VERIFICA A TRANCIAMENTO DELL'ACCIAIO				
Si deve verificare che in fase sismica sia rispettata la seguente condizione				
$\tau = \frac{T}{A_{acc}} < \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$				
T : Azione sismica su ciascun appoggio		575	kN	
f _{yd} : Tensione caratteristica dell'acciaio		391.3	MPa	
A _{acc} : Area dell'armatura				
Armatura verticale	n°	24		
	Ø	16		
	A _{acc}	48.25	cm ²	
τ_{acc} : Tensione nell'acciaio		119.2	MPa	< 225.9 MPa Verificato

Figura 15.2 Verifica baggioli

La verifica è soddisfatta.

PROGETTAZIONE ATI: