

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 ENGINEERING</p> <p>SAIM Studio di Architettura e Ingegneria Moderna</p> <p>HYpro srl</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>		

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

CODICE PROGETTO	NOME FILE	REVISIONE	SCALA
PROGETTO: DPCA0150 LIV. D ANNO 23	P00V102STRRE02_A CODICE ELAB. P00V102STRRE02	A	-
D			
C			
B			
A	Emissione	Giugno '23	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.....	16
7.1. ELENCO DELLE CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO	16
7.2. CRITERI PER LA VALUTAZIONE DELLE AZIONI SULLA STRUTTURA	16
7.2.1. <i>Carichi permanenti</i>	16
7.2.2. <i>Ritiro e viscosità del calcestruzzo</i>	16
7.2.3. <i>Azioni dei carichi variabili</i>	16
7.2.4. <i>Effetto dinamico dei carichi mobili</i>	16
7.2.5. <i>Ritiro e viscosità del calcestruzzo</i>	16
7.2.6. <i>Azioni del vento</i>	17
8. ANALISI DEI CARICHI	17
8.1. PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA (G1)	17
8.2. CARICHI PERMANENTI PORTATI (G2).....	17
8.3. EFFETTO DEL RITIRO DELLA SOLETTA DI CALCESTRUZZO (ϵ_2).....	17
8.4. CEDIMENTI VINCOLARI (ϵ_4)	18
8.5. AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO (Q1)	18
8.6. VARIAZIONI TERMICHE (Q7)	21
8.6.1. <i>Variazione termica uniforme (stagionale)</i>	21
8.6.2. <i>Variazione termica differenziale (giornaliera)</i>	23
8.7. AZIONI DI FRENAMENTO (Q3).....	23
8.8. AZIONE VARIABILE DEL VENTO (Q5).....	24
8.9. AZIONE SISMICA (E)	25
8.9.1. <i>Definizione dei parametri sismici</i>	25
8.9.2. <i>Spettri di risposta</i>	27
8.10. CARICHI SU SPALLE.....	32

PROGETTAZIONE ATI:

8.10.1.	<i>Spinta statica del rilevato</i>	32
8.10.2.	<i>Carichi da traffico a tergo delle spalle</i>	32
8.10.3.	<i>Spinta di Wood</i>	32
9.	<u>COMBINAZIONI DELLE AZIONI</u>	33
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.	<u>MODELLAZIONE</u>	50
10.1.	GEOMETRIA DEL MODELLO DI CALCOLO	50
10.2.	VINCOLI	51
10.2.1.	<i>vincoli esterni</i>	51
10.2.2.	<i>vincoli interni</i>	51
10.3.	DEFINIZIONE DELLE SEZIONI	54
10.3.1.	<i>Trasversi intermedi</i>	55
10.1.	CARICHI E MASSE	56
10.1.1.	<i>Applicazione dei carichi strutturali</i>	56
10.1.2.	<i>Applicazione dei carichi fissi non strutturali</i>	57
10.1.3.	<i>Applicazione dei carichi variabili</i>	57
10.1.4.	<i>Masse sismiche</i>	61
10.1.5.	<i>Spettri di progetto</i>	61
11.	<u>DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI</u>	63
11.1.1.	<i>Muro frontale</i>	63
11.1.2.	<i>muri andatori</i>	65
11.1.3.	<i>paraghiaia</i>	68
11.2.	VERIFICHE DEI MURI DI SPALLA AGLI STATI LIMITI ULTIMI	70
11.2.1.	<i>muro frontale</i>	70
11.2.2.	<i>muro andatore</i>	72
11.2.3.	<i>paraghiaia</i>	74
11.3.	VERIFICHE AGLI SLE	77
11.3.1.	<i>Verifiche tensionali e fessurative per il muro frontale</i>	78
11.3.2.	<i>Verifiche tensionali e fessurative per il muro andatore</i>	80
11.3.3.	<i>Verifiche tensionali e fessurative per il paraghiaia</i>	82
12.	<u>FONDAZIONI</u>	85
12.1.	VERIFICHE STRUTTURALI	87

PROGETTAZIONE ATI:

12.1.1. Verifiche della platea su pali.....	87
12.1.2. Verifiche dei pali.....	88

PROGETTAZIONE ATI:

1. PREMESSA

La presente relazione riguarda il progetto definitivo delle sottostrutture 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.

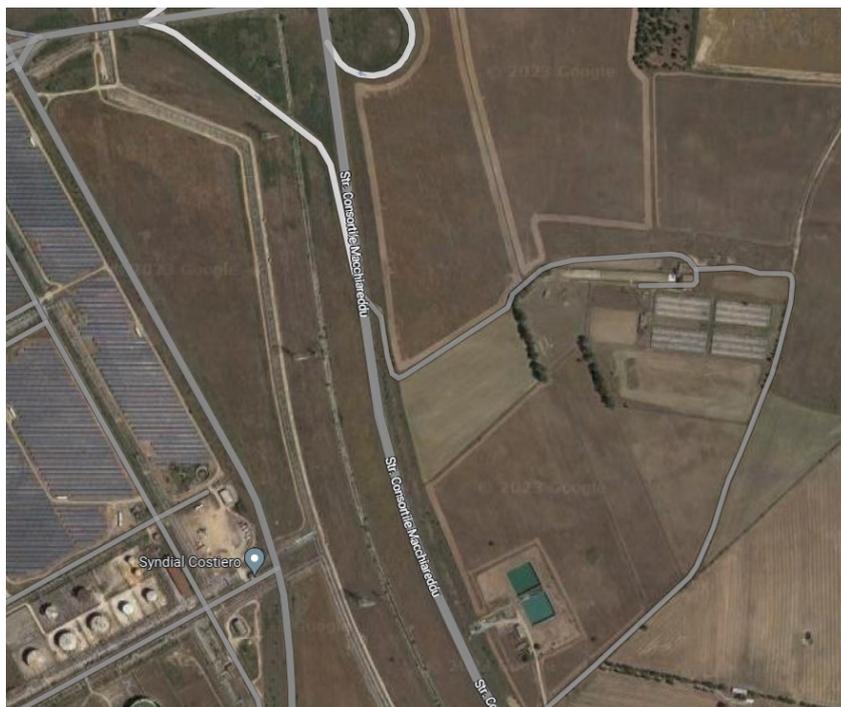


Figura 1.1: Ubicazione dell'opera

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:

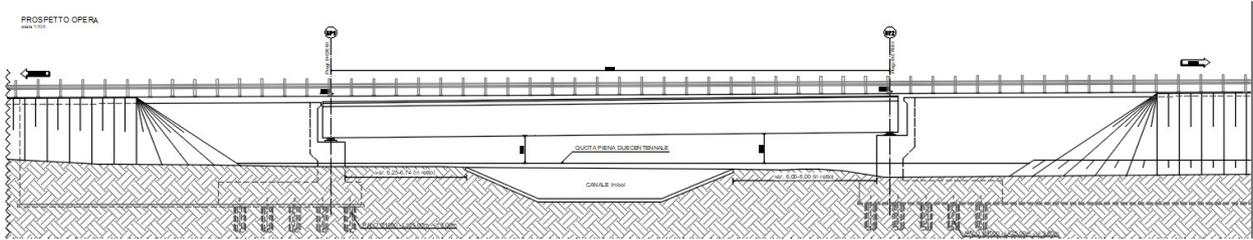


Figura 2.1: Prospetto dell'opera

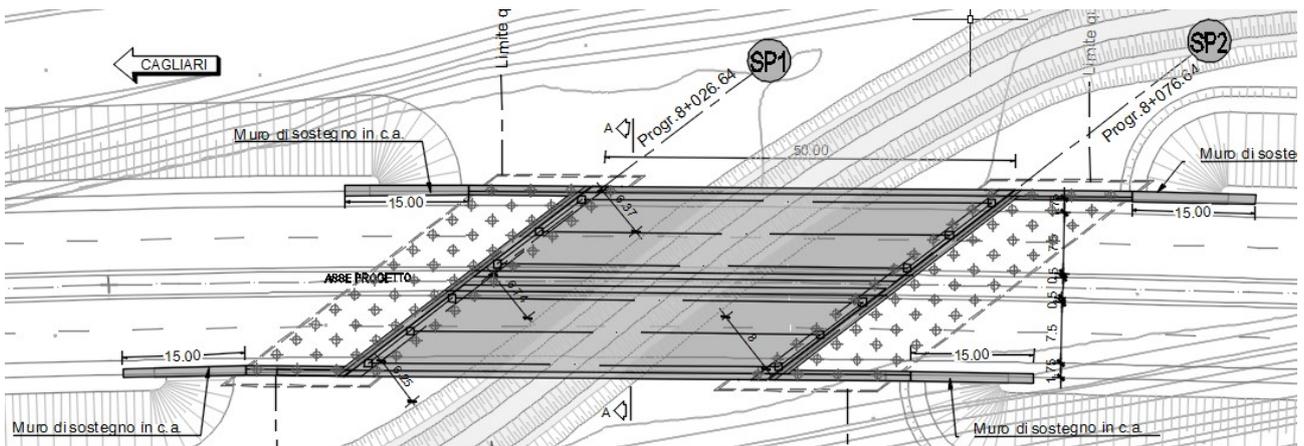


Figura 2.2: Vista in pianta

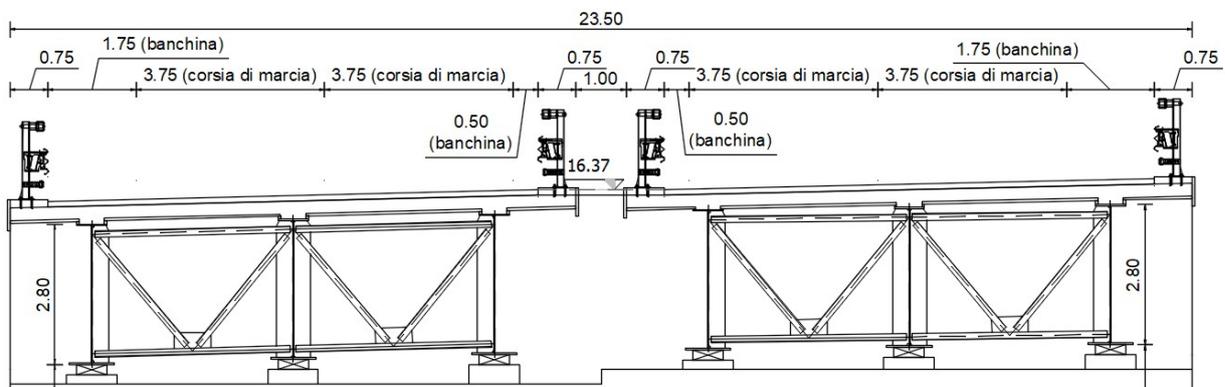


Figura 2.3: Sezione dell'impalcato

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:

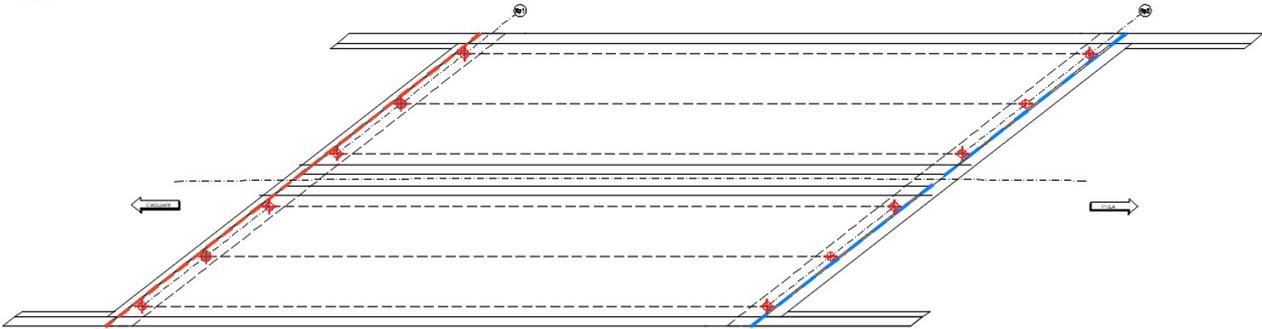


Figura 2.4: Schema di vincolo

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.

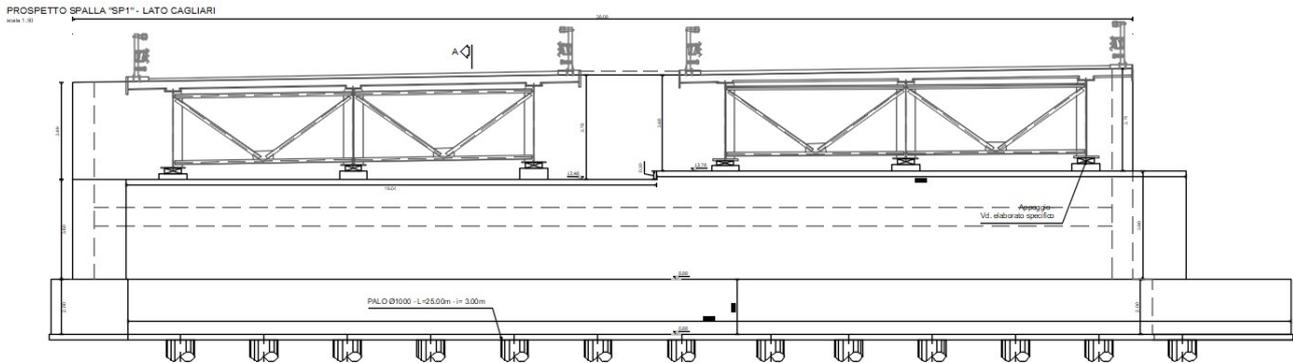


Figura 2.5: Prospetto spalla lato Cagliari

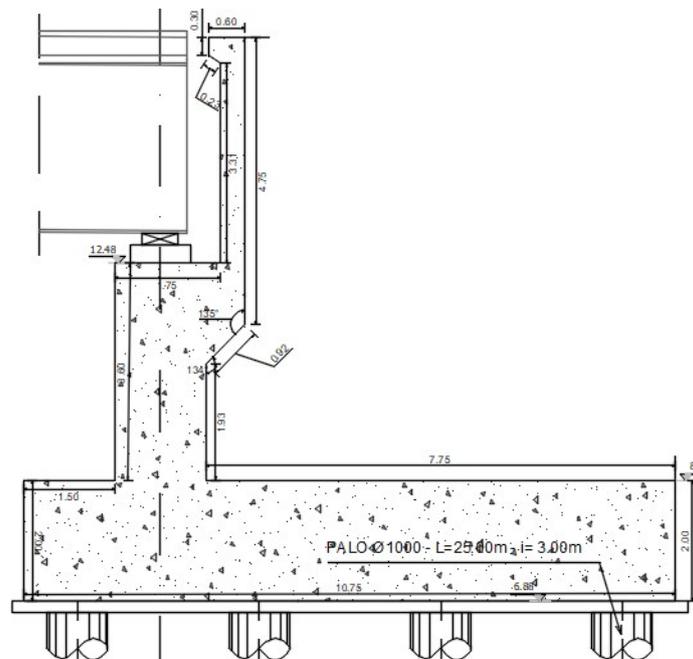


Figura 2.6: Profilo spalla lato Cagliari

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

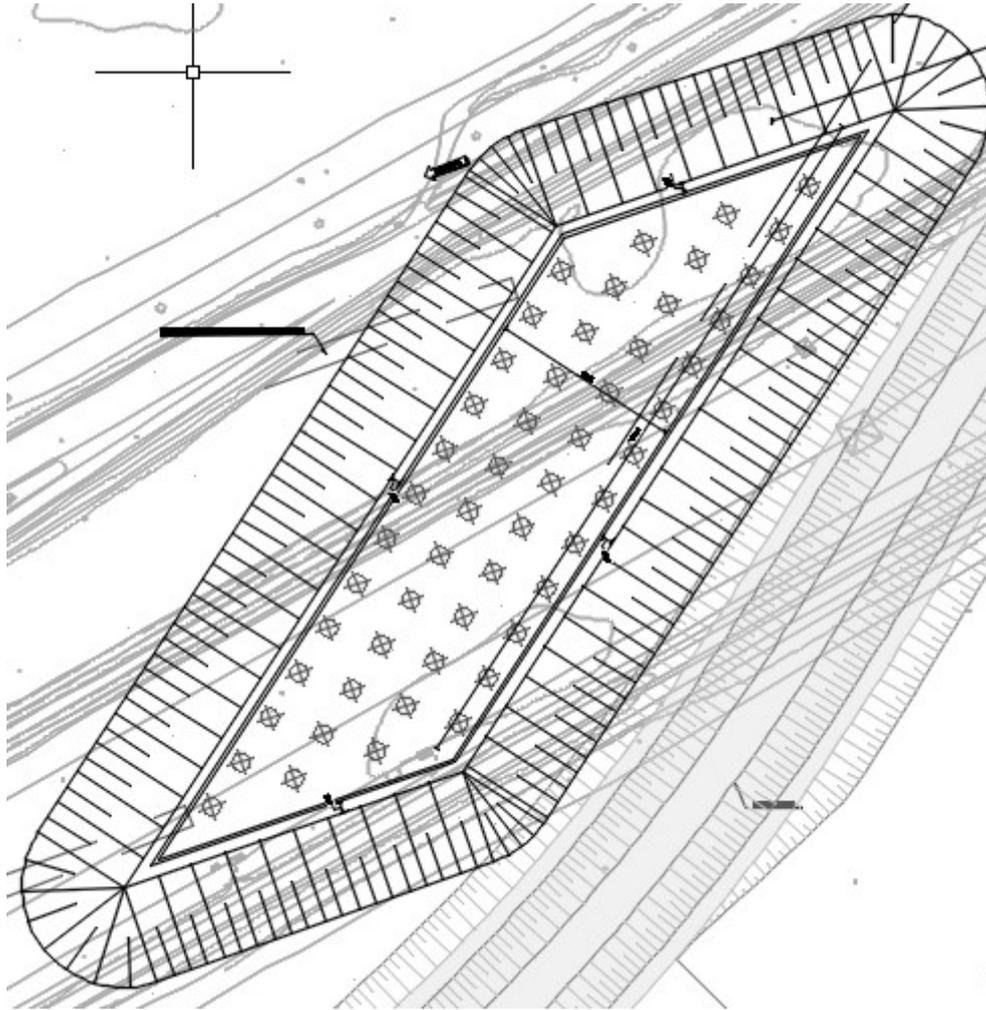


Figura 2.7: platee su pali – spalla

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

Per il calcolo delle sottostrutture è stato implementato un modello che prevede la presenza dell'impalcato già nella sua configurazione finale senza considerarne le fasi realizzative che risultano ininfluenti sulla statica delle spalle.

6.2. PROGRAMMA DI CALCOLO

In base a quanto esposto al paragrafo precedente, per 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
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 subroutine di generazione automatica.

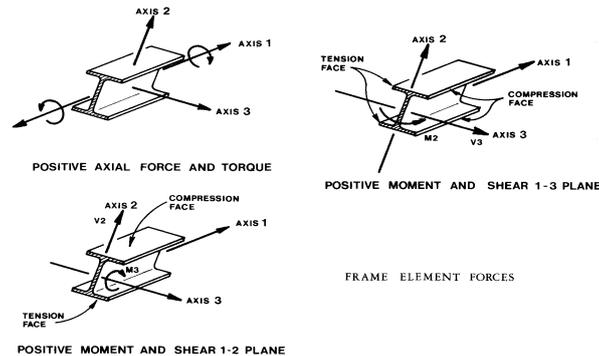
RESTRAINTS Specifica i gradi di libertà inattivi dei nodi del modello (0 = attivo, 1 = inattivo).

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

PROGETTAZIONE ATI:

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 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.

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		
Rck	45 MPa	Resistenza cubica caratteristica
fck	37.35 MPa	Resistenza cilindrica caratteristica
Ecm	34625 MPa	Modulo elastico del cls
$\phi(t_0, \infty)$	2.31 -	
Eritiro	10460 MPa	Modulo elastico del cls
Ac	3375000 mm ²	Area della sezione di cls
u	7900 mm ²	Perimetro della sezione esposta all'aria
h ₀	854.43 mm ²	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		
$\epsilon_{cd,inf}$	-0.232 ‰	Valore medio a tempo infinito del ritiro per essiccamento
$\epsilon_{ca,inf}$	-0.068 ‰	Valore medio a tempo infinito del ritiro autogeno
$\epsilon_{cs,inf}$	-0.300 ‰	valore medio del ritiro totale = $\epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$
N	10460 KN	forza di ritiro
Mparassita	-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:

$$N_{cs} = \epsilon_{cs} \times A_{cls} \times E_{c\infty} / 3 = 3536 \text{ kN}$$

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:

$$M_{ri} = N_{ri} \times e_{\epsilon 2} = 2690 \times 0.6 = 2122 \text{ kNm}$$

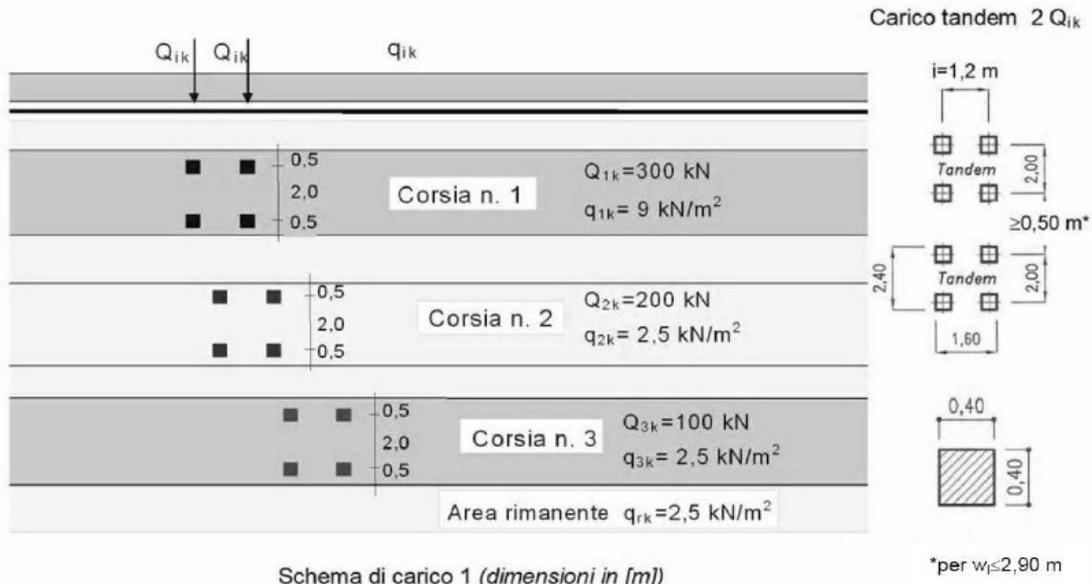
È previsto l'uso di un additivo antiritiro tale da dimezzare l'entità dello sforzo assiale indotto e di conseguenza quello del momento flettente.

8.4. CEDIMENTI VINCOLARI (E4)

Lo schema statico 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.



Schema di carico 1 (dimensioni in [m])

Figura 8.1 Schema di carico 1

La larghezza della carreggiata è pari a $w = 10,50$ 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]
$w < 5,40$ m	$n_l = 1$	3,00	$(w - 3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0$ 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.

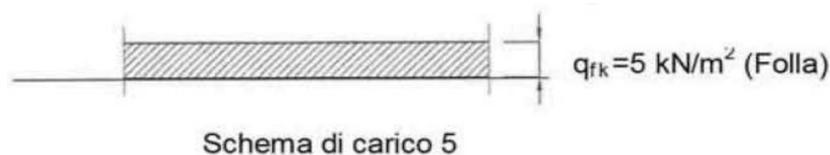


Figura 8.7 Schema di carico 5

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.

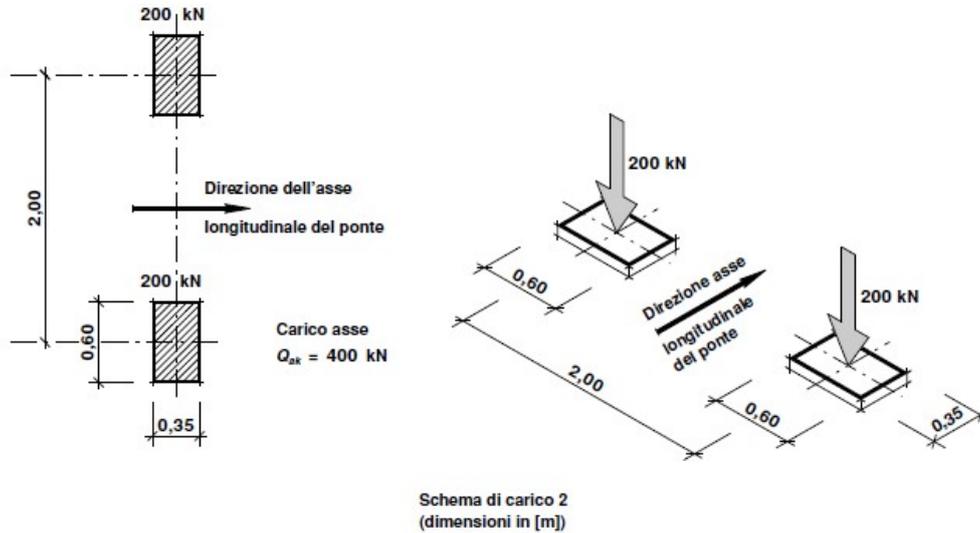


Figura 6.8.4 Schema di Carico 2

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

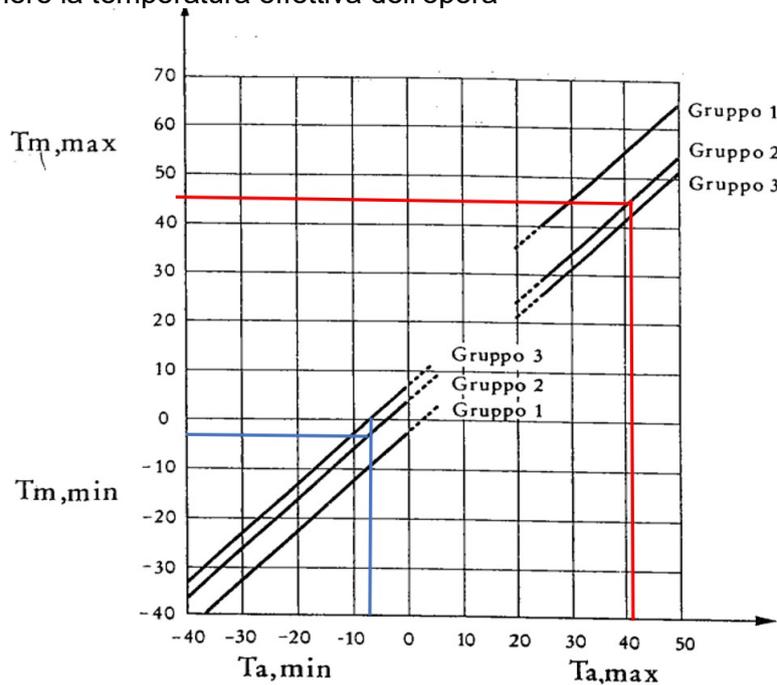
PROGETTAZIONE ATI:

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



T_{max2}	T_{min2}	t_0
46	-4	15

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).

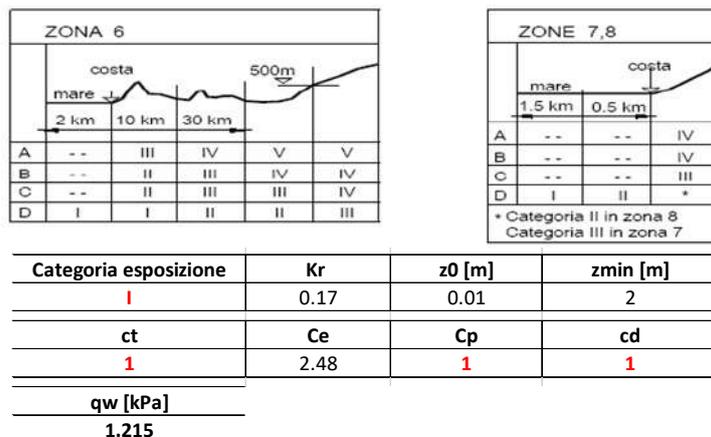
	ZONE 1,2,3,4,5					
	2 km	10 km	30 km	500m	750m	
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**

* 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: $V_R = C_u \cdot V_N$

PROGETTAZIONE ATI:

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

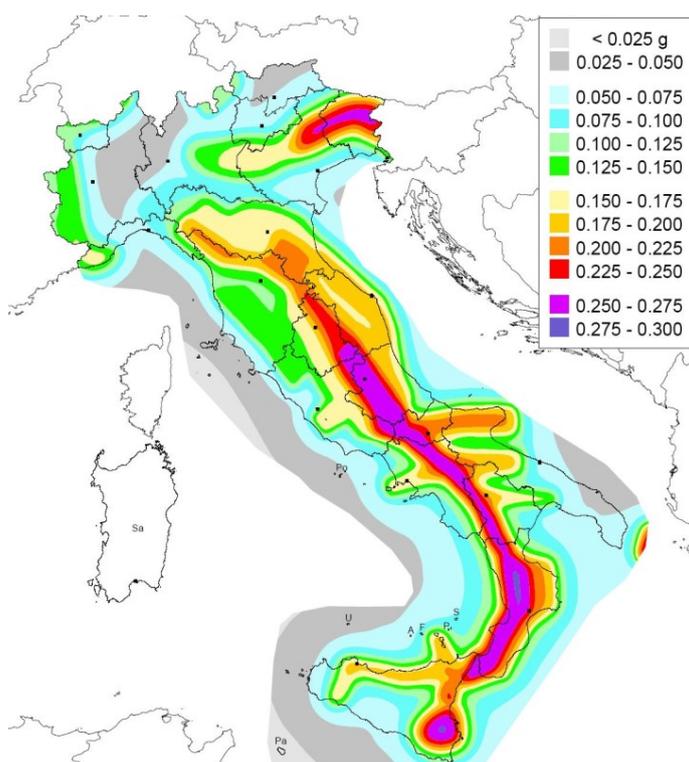


Figura 8.7: Mappa di pericolosità sismica territorio italiano

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

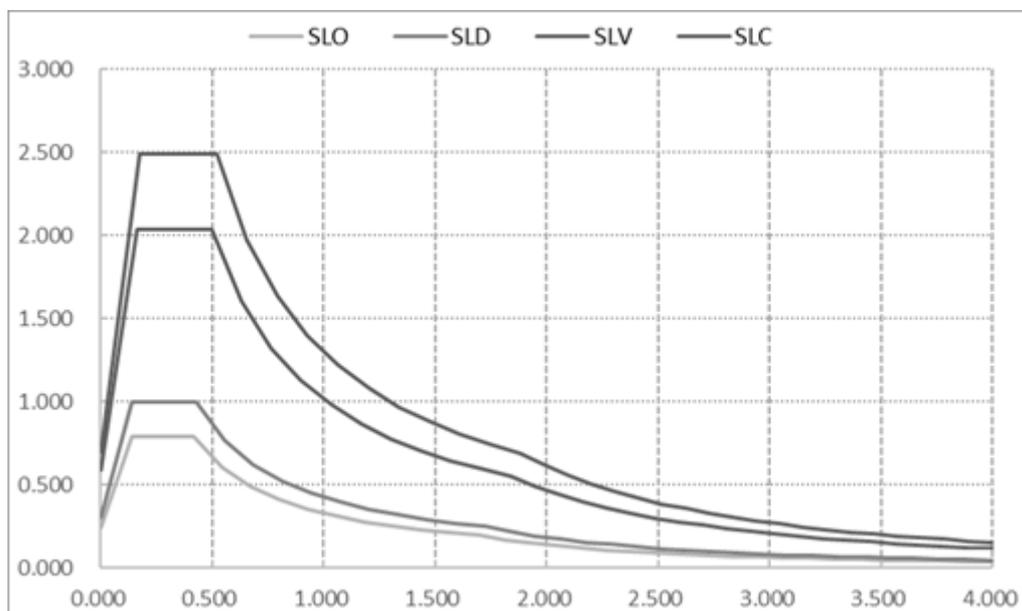


Figura 8.13: Spettri di risposta elastici [m/s² – s]

PROGETTAZIONE ATI:

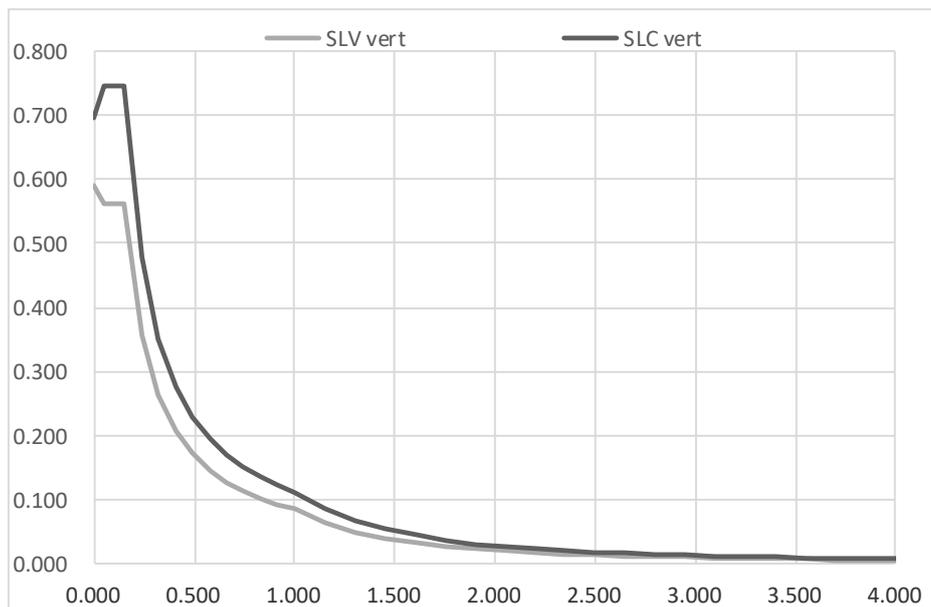


Figura 8.14: Spettri di risposta verticali [m/s² - s]

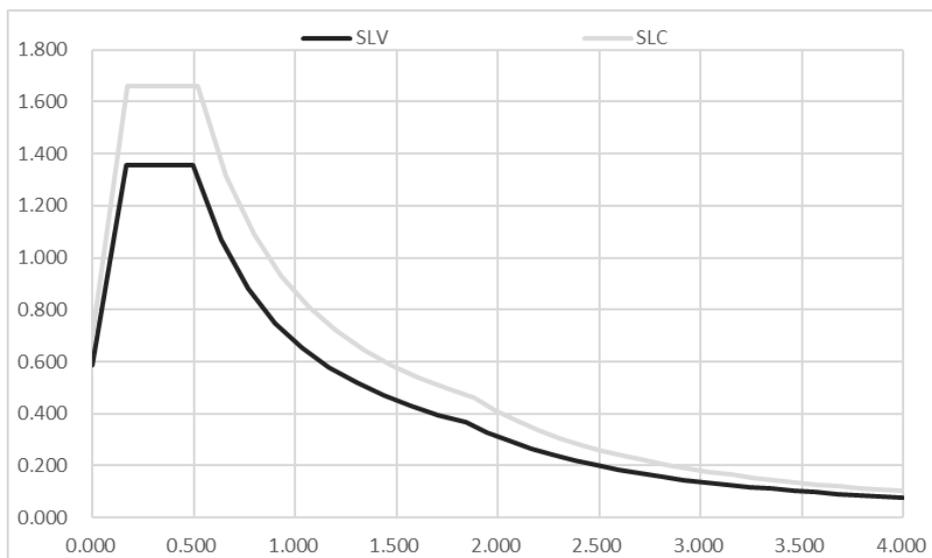


Figura 8.15 Spettri di risposta q=1.5 [m/s² - s]

PROGETTAZIONE ATI:

8.10. CARICHI SU SPALLE

Le spalle sono caricate con le azioni provenienti dall'impalcato e dal terreno. In particolare le spinte statiche vengono calcolate come spinte a riposo mentre quelle sismiche tramite il metodo di Wood.

8.10.1. SPINTA STATICA DEL RILEVATO

Si riportano in tabella i dati necessari al calcolo delle spinte statiche

γ_{terreno}	ϑ	K_0
[KN/m ³]	[°]	-
19	35	0.4264

La spinta del rilevato sulla spalla è calcolata sulla base dei dati riportati. Si ha quindi una spinta triangolare il cui valore massimo vale $\sigma_{\text{spinta}} = 60\text{KN/m}^2$

8.10.2. CARICHI DA TRAFFICO A TERGO DELLE SPALLE

Viene preso in considerazione quanto riportato dalla circolare al par C5.1.3.3.5.1. In base a ciò ed alle geometrie del viadotto si tiene in considerazione un carico di 20KN/mq. Tale diffusione del carico viene cautelativamente ignorata per il paraghiaia, per il quale si tiene conto di 40KN/mq. Sulla base di ciò vengono calcolate le spinte sui muri della spalla tramite il coefficiente di spinta a riposo

carico	K_0	spinta
[KN/m ²]	-	[KN/m ²]
20	0.4264	8.5
40	0.4264	17

8.10.3. SPINTA DI WOOD

Secondo l'ipotesi di Wood si calcola il $\Delta\sigma_{\text{sismico}}$ da assegnare alla struttura sottoforma di spinta statica.

a_g	0.06	-
S	1.2	-
$a_g \times S$	0.7	m/s ²
H	7.35	m
γ_{terreno}	19	KN/m ³
$\Delta\sigma_{\text{sisma}}$	10.1	KN/m /m

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	iniluppo 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_iniluppo 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_iniluppo 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_iniluppo 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

10.1. 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, pali) ed elementi shell per spalle e platee di fondazione.

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.

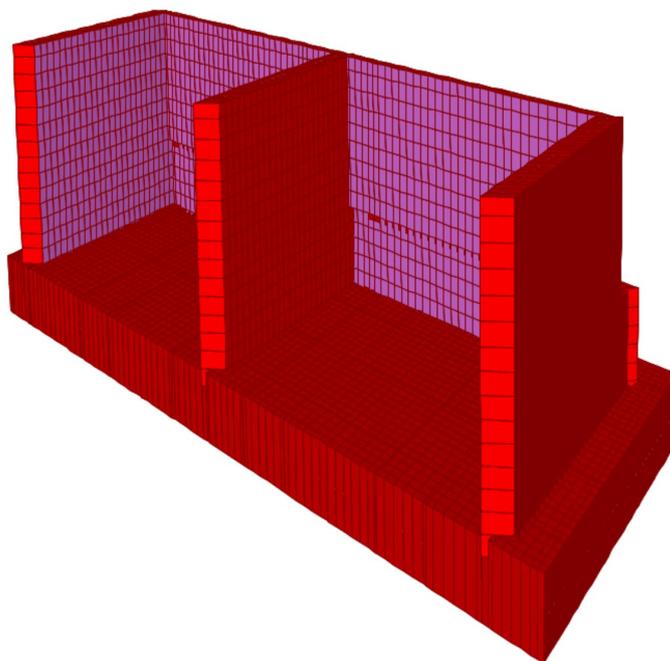


Figura 10.1 Particolare della spalla – vista estrusa

PROGETTAZIONE ATI:

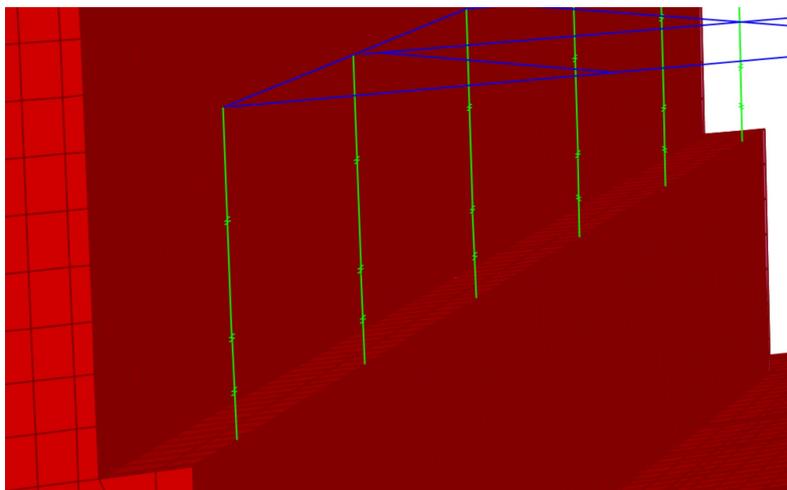


Figura 10.2 Particolare: modellazione degli appoggi delle travi sulle spalle

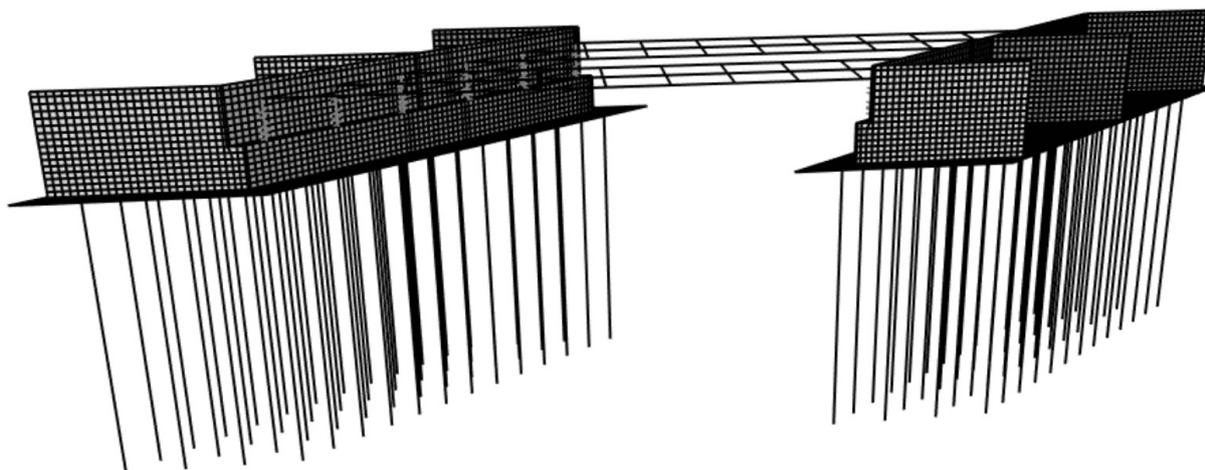


Figura 10.3: Vista del modello di calcolo

10.2. VINCOLI

10.2.1. 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.

10.2.2. 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:

Link/Support Name

Directional Control

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

Stiffness Is Uncoupled Stiffness Is Coupled

U1	U2	U3	R1	R2	R3
5.000E+08	1.000E+08	1.000E+08			

Damping Values Used For All Load Cases

Damping Is Uncoupled Damping Is Coupled

U1	U2	U3	R1	R2	R3
0.	0.	0.			

Shear Distance from End J

U2: 0.
U3: 0.

Units: KN, m, C

OK Cancel

Figura 10.4: Definizione dell'appoggio fisso

Link/Support Name

Directional Control

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

Stiffness Is Uncoupled Stiffness Is Coupled

U1	U2	U3	R1	R2	R3
1.000E+08	1.	1.			

Damping Values Used For All Load Cases

Damping Is Uncoupled Damping Is Coupled

U1	U2	U3	R1	R2	R3
0.	0.	0.			

Shear Distance from End J

U2: 0.
U3: 0.

Units: KN, m, C

OK Cancel

Figura 10.5: Definizione dell'appoggio multidirezionale

Link/Support Name

Directional Control

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

Stiffness Is Uncoupled Stiffness Is Coupled

U1	U2	U3	R1	R2	R3
5.000E+08	1.000E+08	1.000E+08			

Damping Values Used For All Load Cases

Damping Is Uncoupled Damping Is Coupled

U1	U2	U3	R1	R2	R3
0.	0.	0.			

Shear Distance from End J

U2: 0.
U3: 0.

Units: KN, m, C

OK Cancel

Figura 10.6: Definizione dell'appoggio unidirezionale in direzione X

Link/Support Name

Directional Control

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

Stiffness Is Uncoupled Stiffness Is Coupled

U1	U2	U3	R1	R2	R3
5.000E+08	1.000E+08	1.			

Damping Values Used For All Load Cases

Damping Is Uncoupled Damping Is Coupled

U1	U2	U3	R1	R2	R3
0.	0.	0.			

Shear Distance from End J

U2: 0.
U3: 0.

Units: KN, m, C

OK Cancel

Figura 10.7: Definizione dell'appoggio unidirezionale in direzione Y

10.3. 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 rigidità e venendo invece i pesi assegnati a parte (vedesi in seguito).

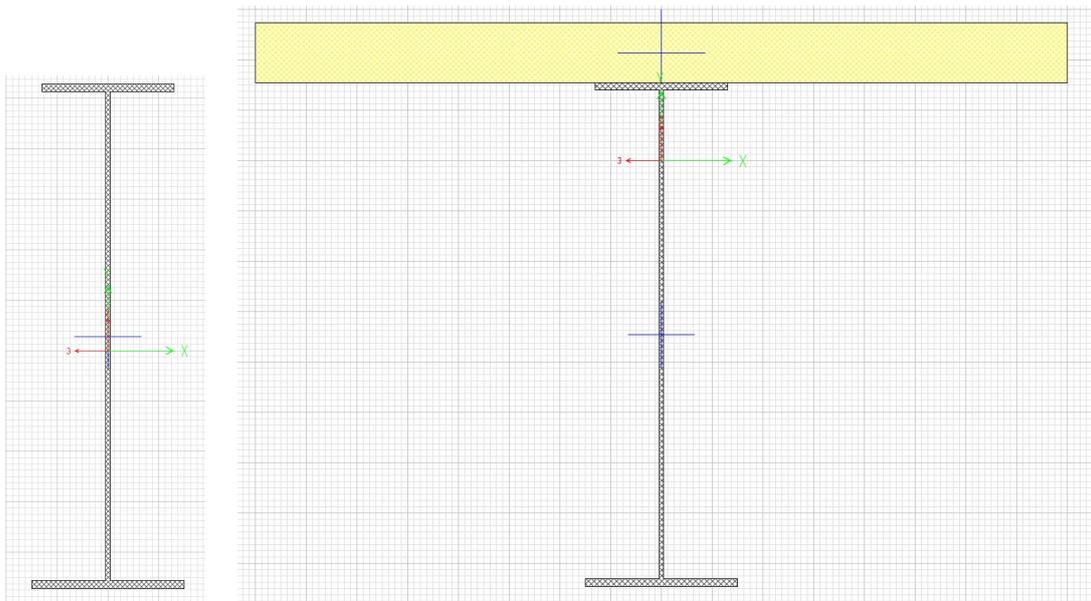


Figura 10.8: Sezioni di sola carpenteria metallica e carpenteria + soletta per il concio 1

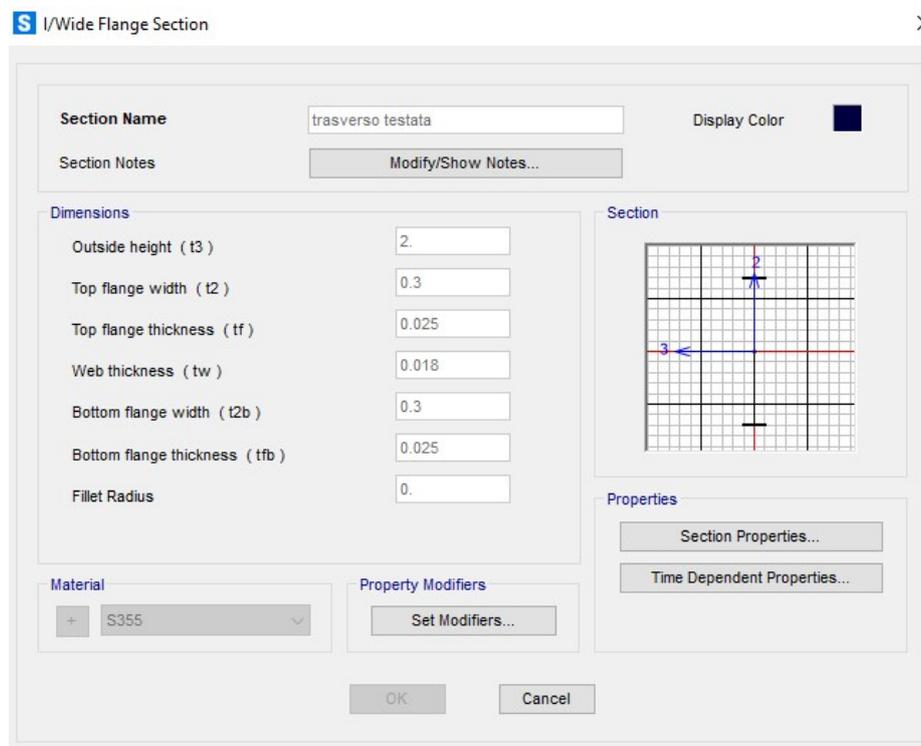


Figura 10.9: Sezione del trasverso di testata

10.3.1. TRASVERSI INTERMEDI

La sezione assegnata ai trasversi intermedi è una sezione generica tale da modellare il comportamento equivalente 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

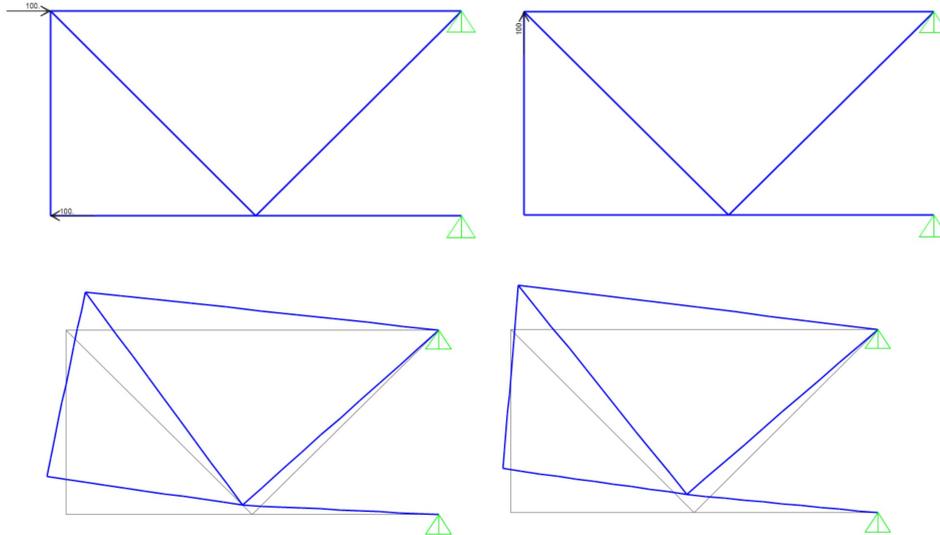


Figura 10.11 Valutazione del comportamento equivalente attraverso l'applicazione di una coppia (sinistra) e di una forza verticale (destra)

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.

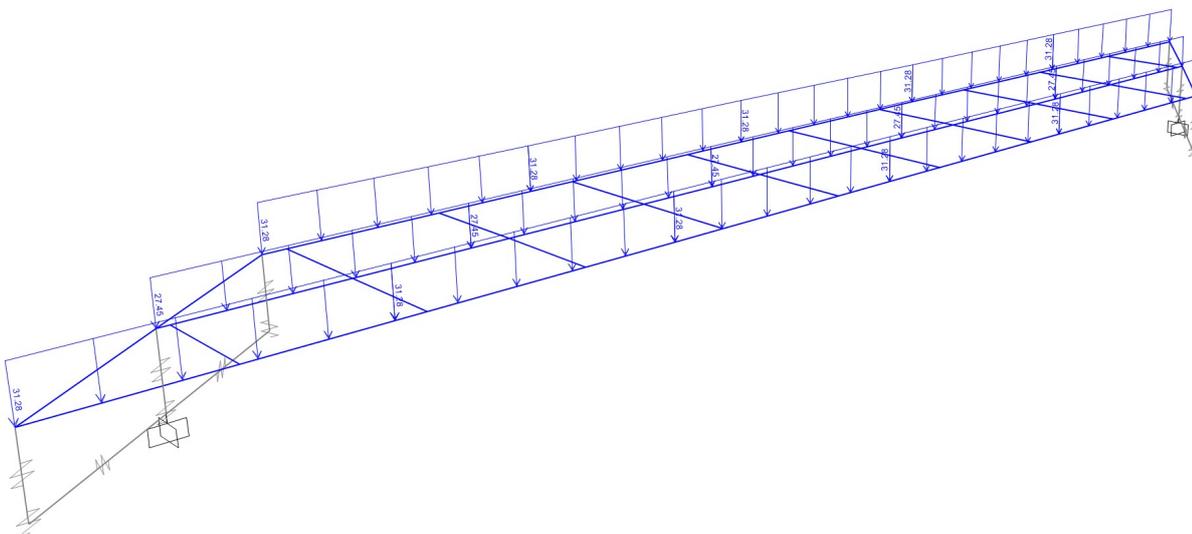


Figura 10.12 Applicazione dei G_1 di soletta e cordoli

PROGETTAZIONE ATI:

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

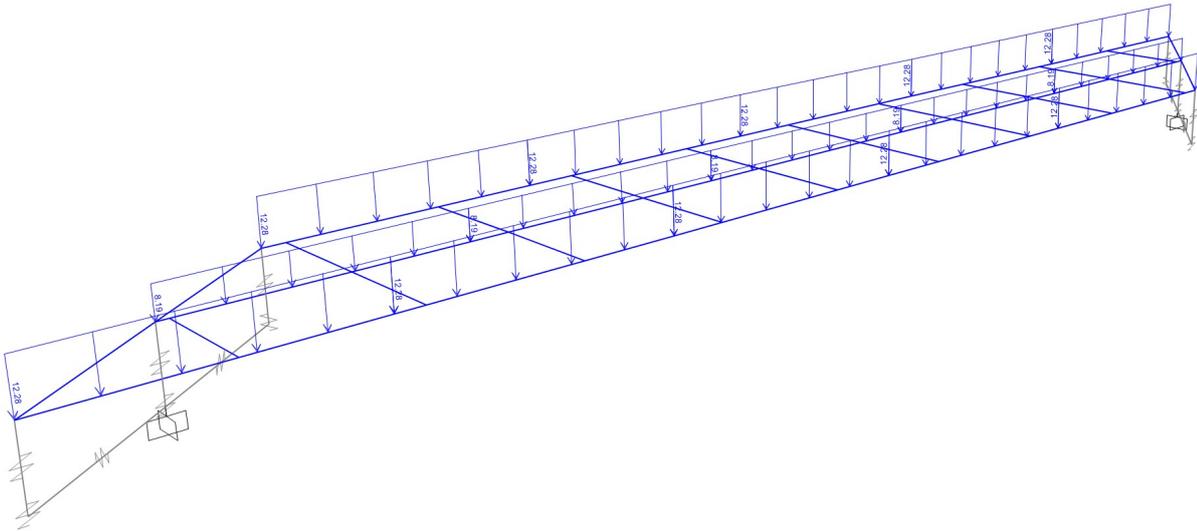


Figura 10.13 Applicazione dei G_2 permanenti portati

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

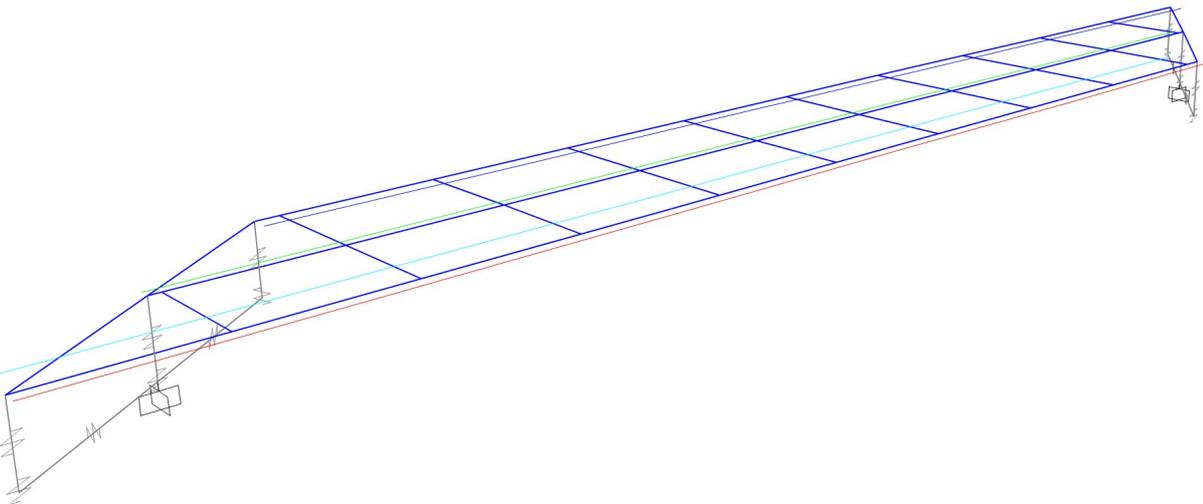


Figura 10.14 Definizione delle corsie di carico del q_1 da traffico nel caso A (corsia 1 blu)

PROGETTAZIONE ATI:

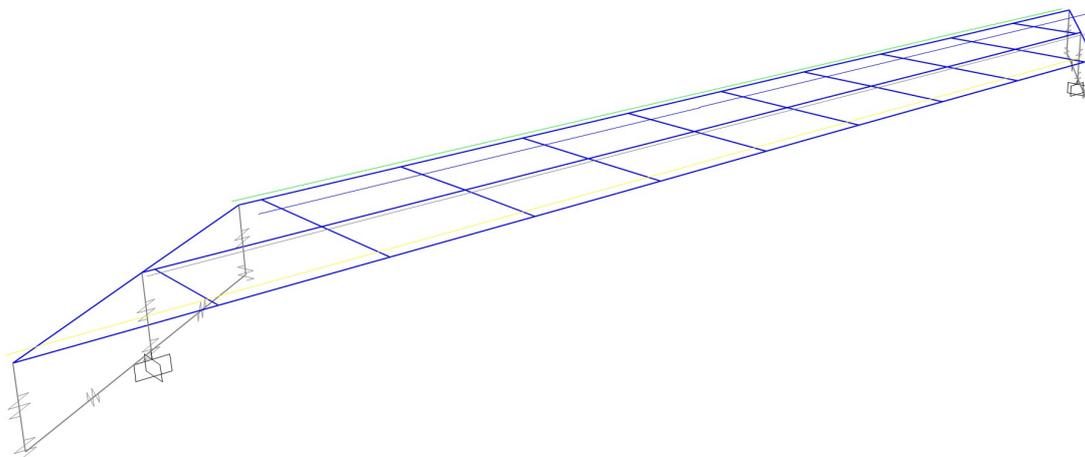


Figura 10.15 Definizione delle corsie di carico del q_1 da traffico nel caso B (corsia 1 gialla)

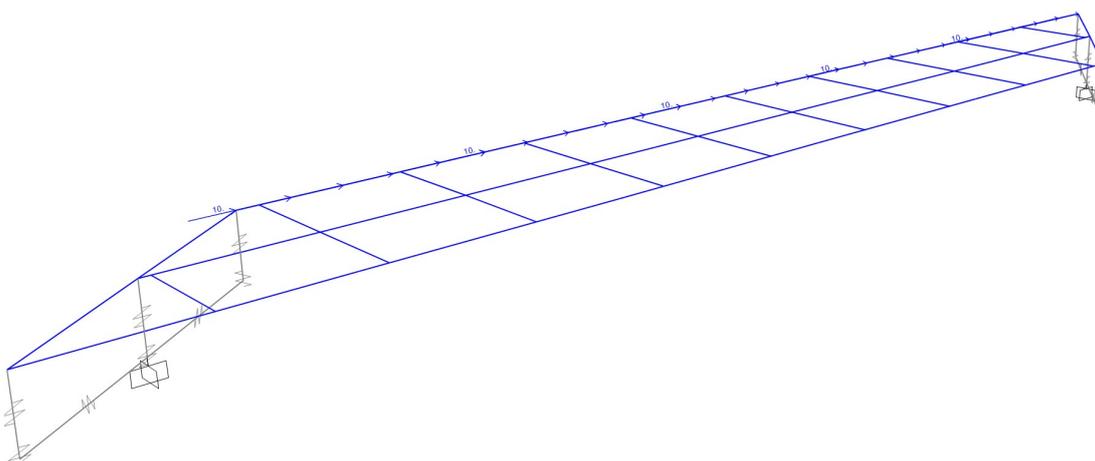


Figura 10.16 Applicazione del q_3 frenatura nella posizione della corsia 1A

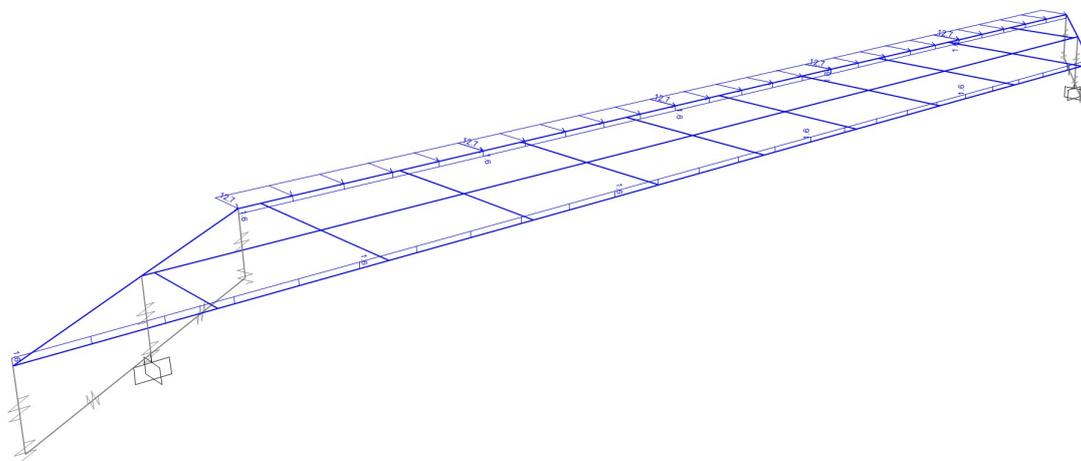


Figura 10.17 Applicazione del q_5 vento trasversale nel caso di ponte carico

PROGETTAZIONE ATI:

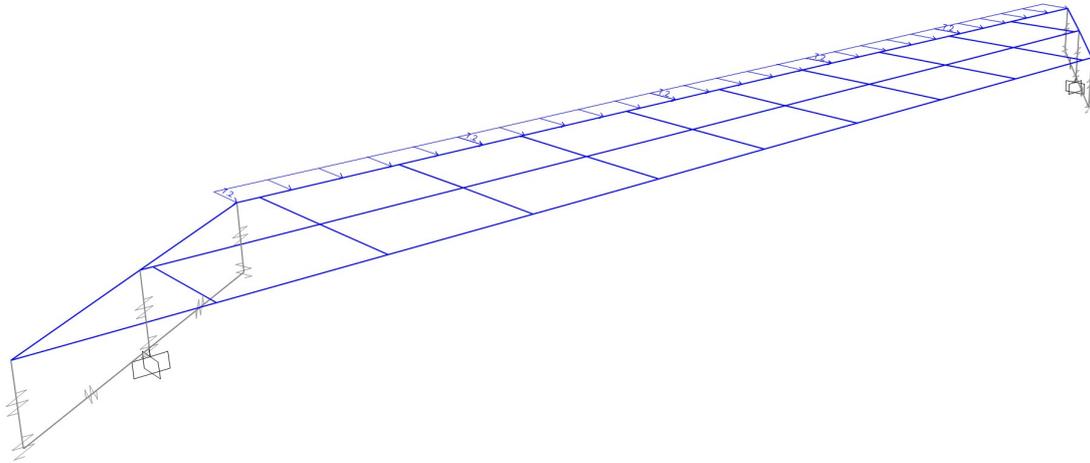


Figura 10.18 Applicazione del q_s vento trasversale nel caso di ponte scarico

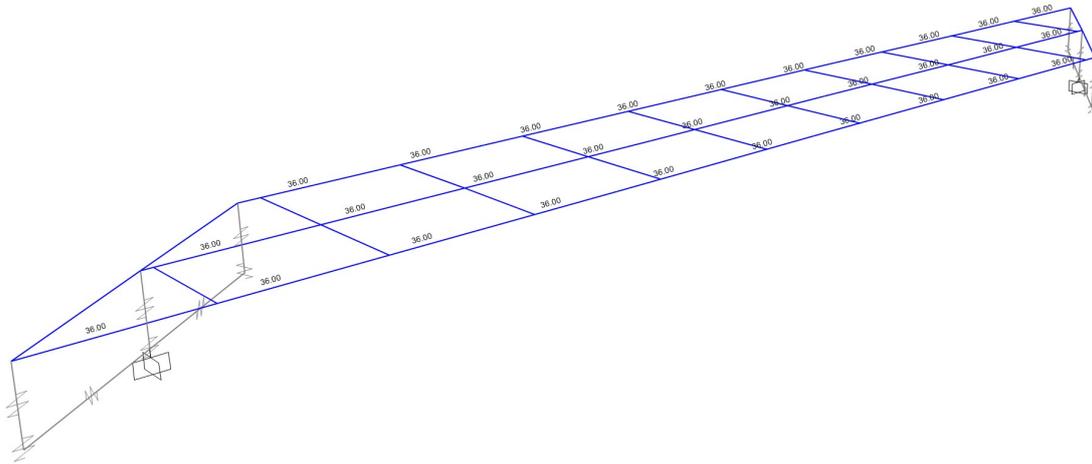


Figura 10.19 Applicazione del q_7 Temperatura nel caso del gradiente uniforme estivo

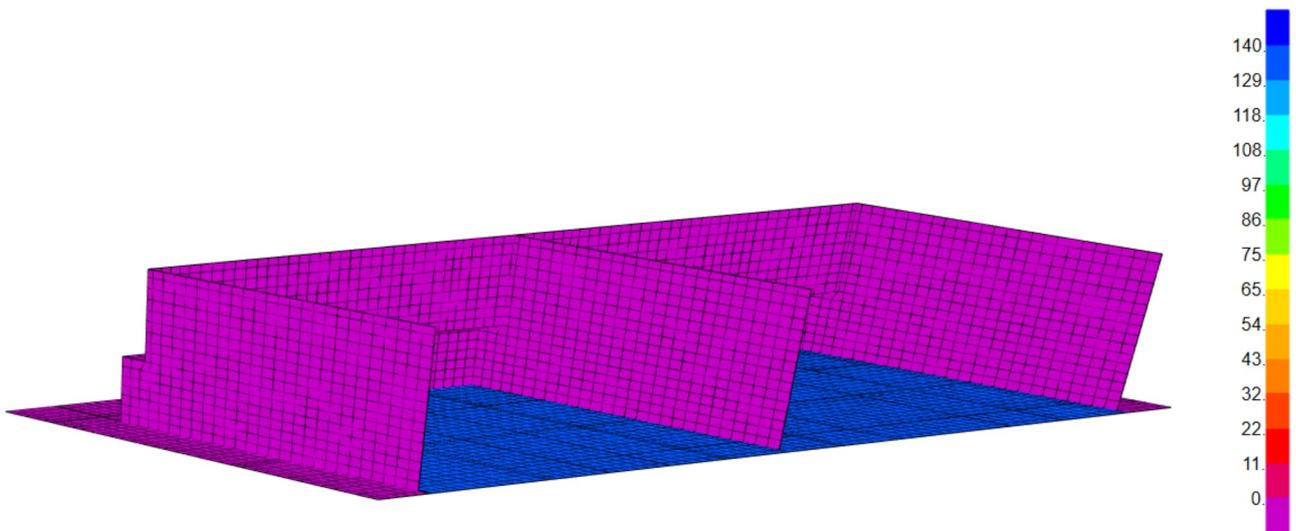


Figura 10.20 Applicazione della spinta del terreno sulla platea

PROGETTAZIONE ATI:

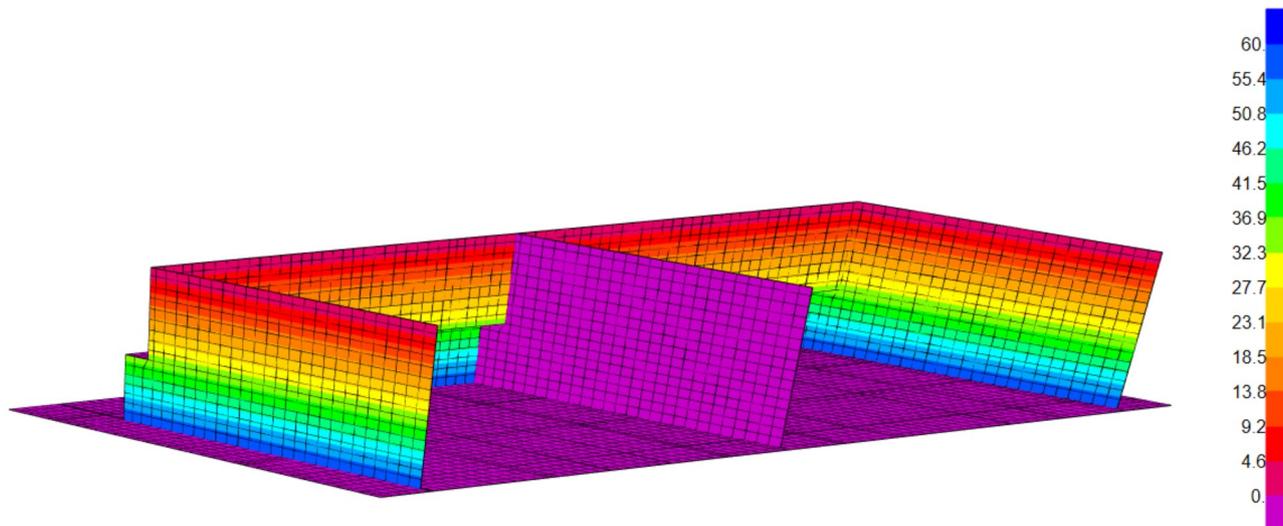


Figura 10.21 Applicazione della spinta del terreno sui muri

Figura 10.22 Applicazione del carico G_2 sulla platea

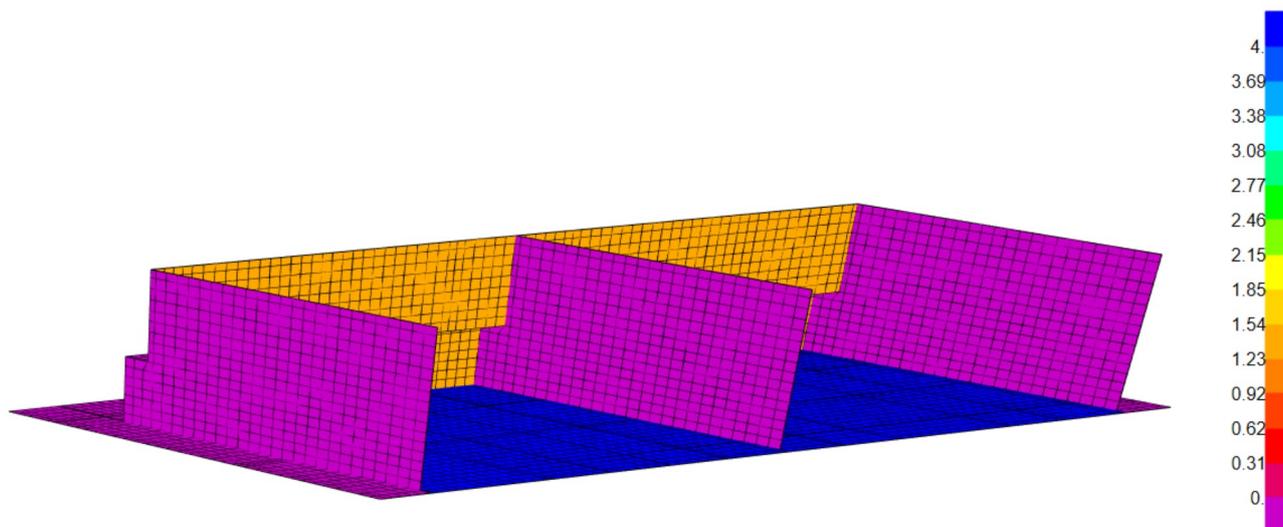


Figura 10.23 Applicazione della spinta relativa al carico G_2 sui muri e sulla platea

PROGETTAZIONE ATI:

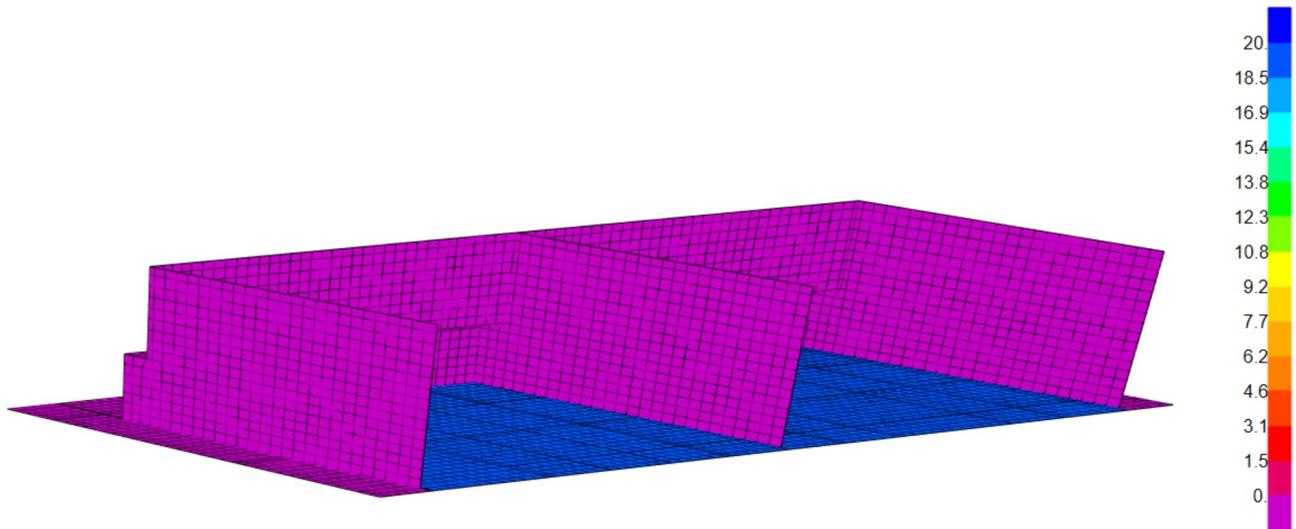


Figura 10.24 Applicazione del carico mobile sulla platea

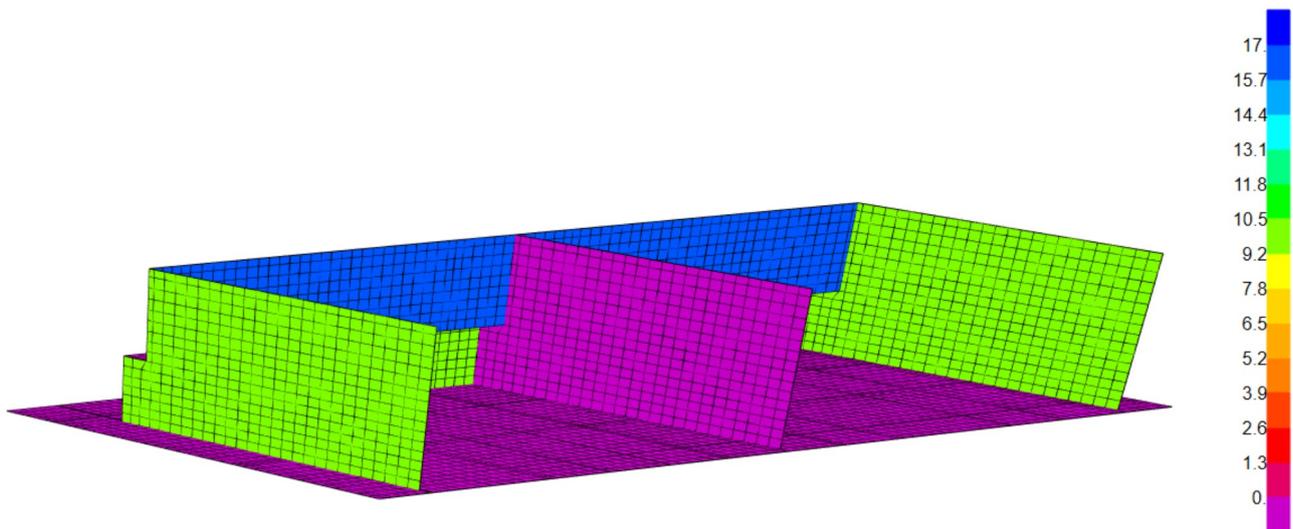


Figura 10.25 Applicazione della spinta relativa ai carichi mobili sui muri

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. La massa relativa al terreno viene tenuta in considerazione secondo la sovraspinta statica di wood, come indicato nei capitoli precedenti.

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:

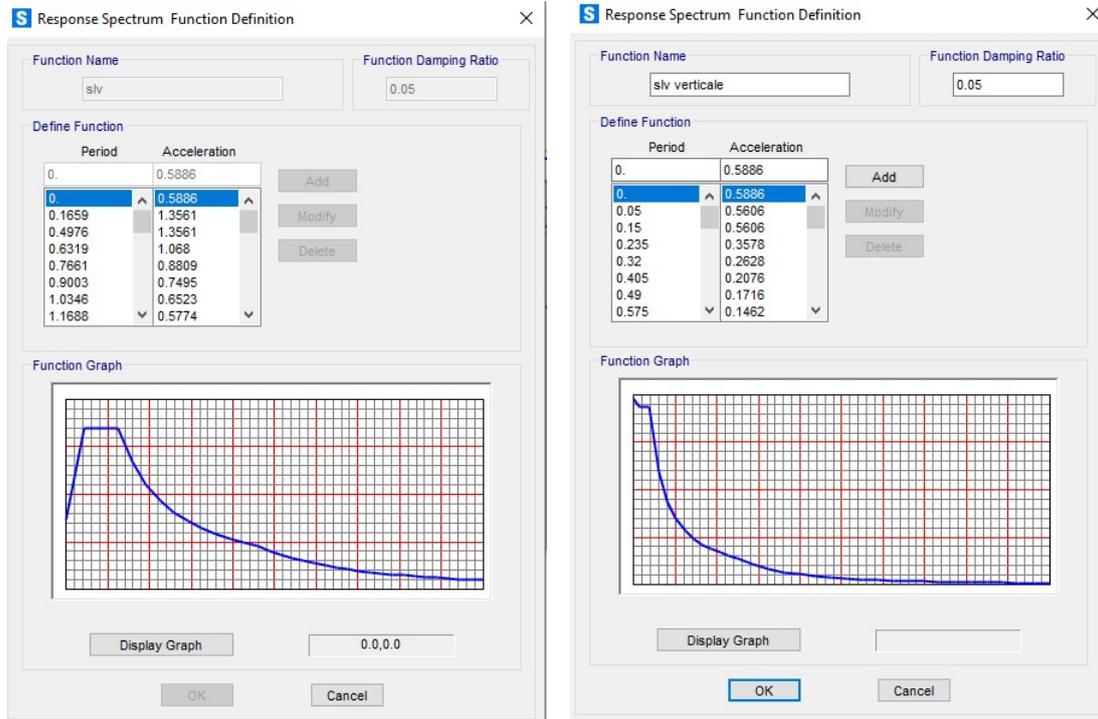


Figura 10.26 Spettri SLV orizzontale e verticale [m/s² – s]

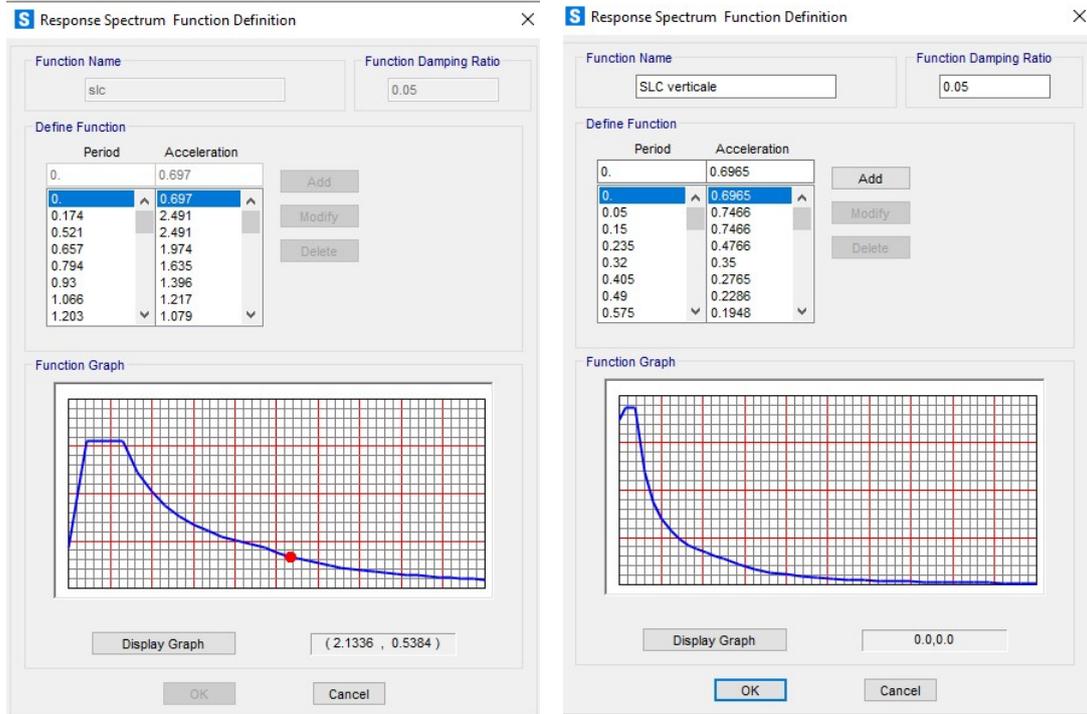


Figura 10.27 Spettri SLC orizzontale e verticale [m/s² – s]

11. DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI

11.1.1. MURO FRONTALE

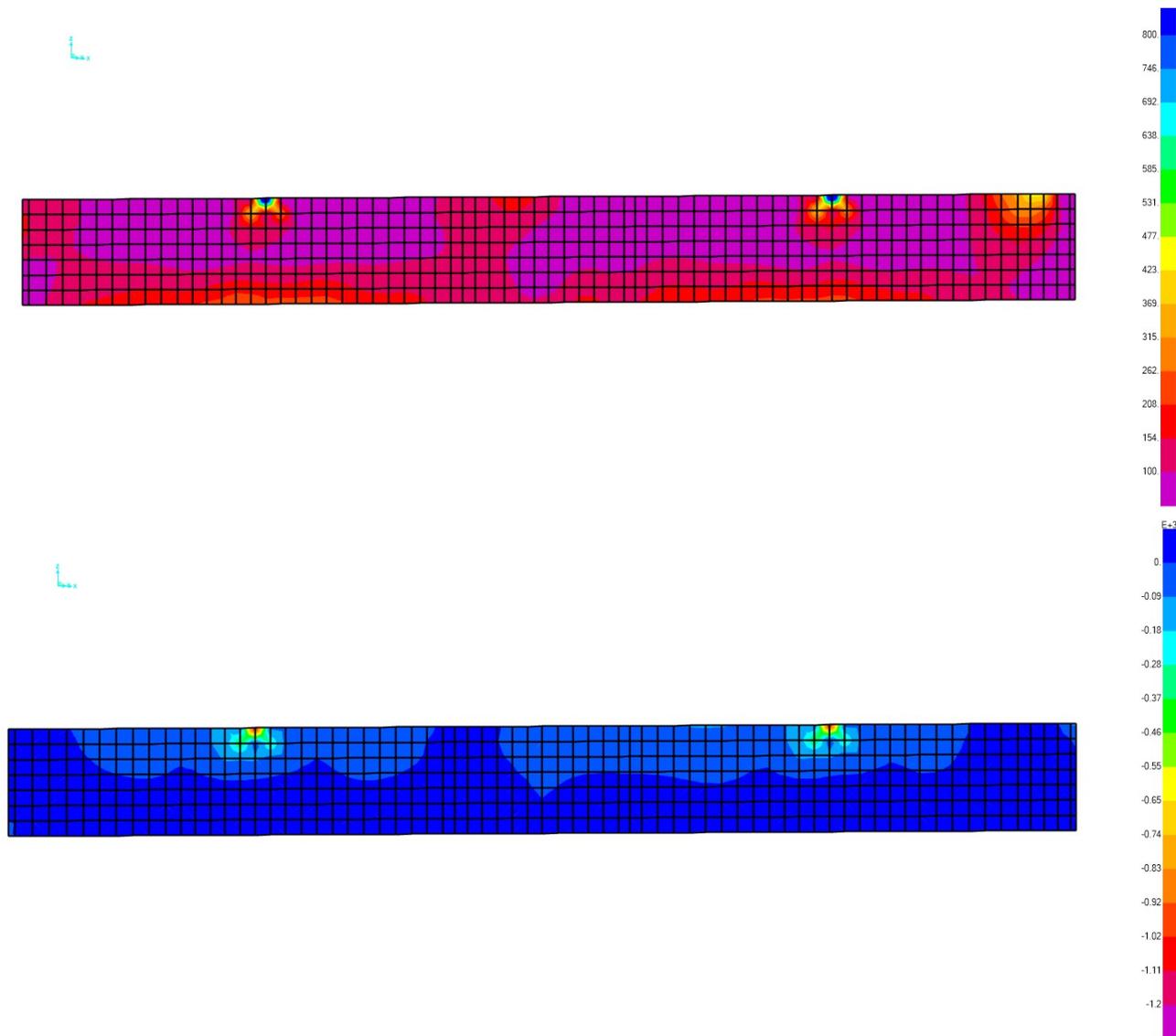


Figura 11.1 Sollecitazioni flettenti M11 massime e minime

PROGETTAZIONE ATI:

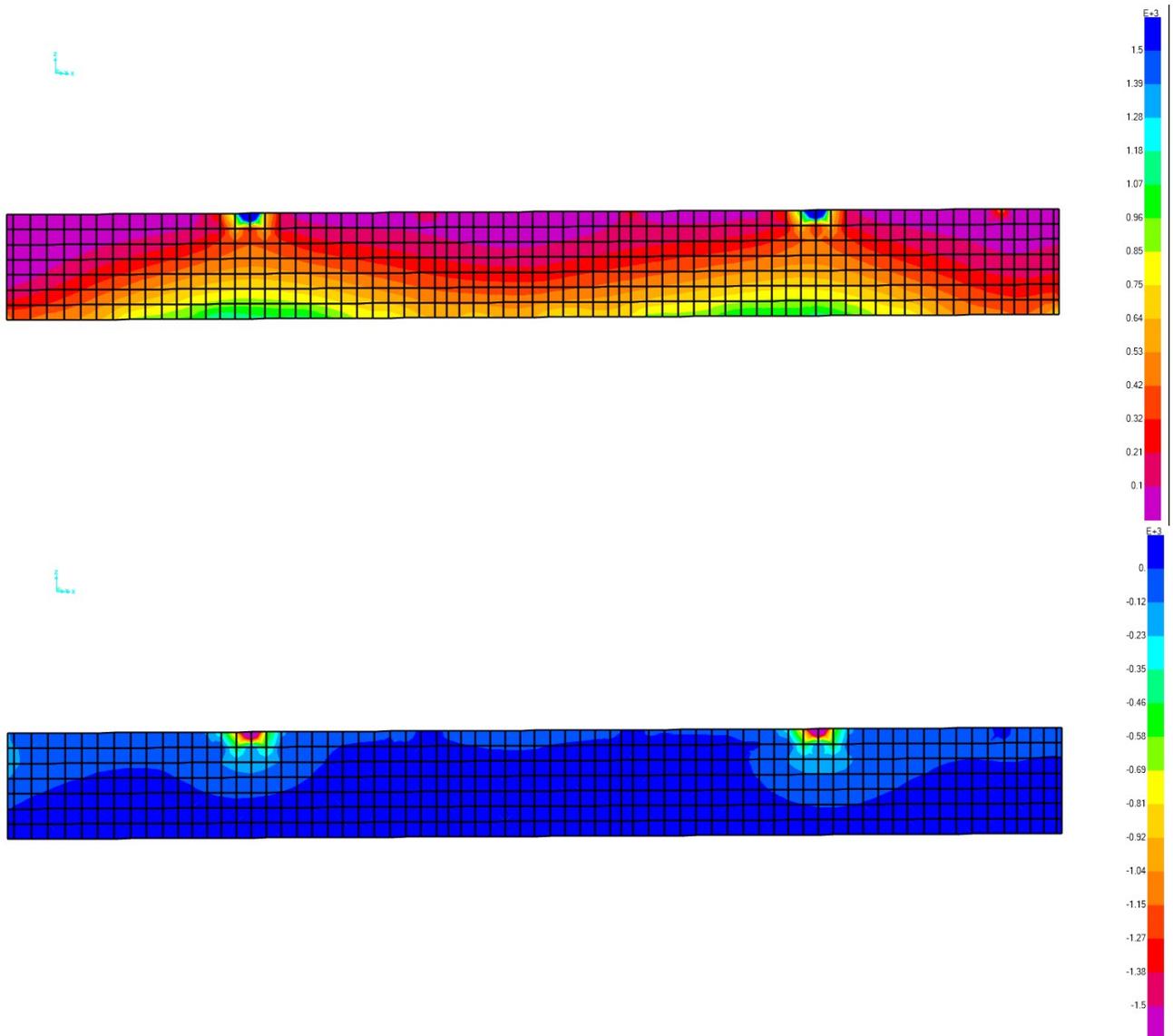
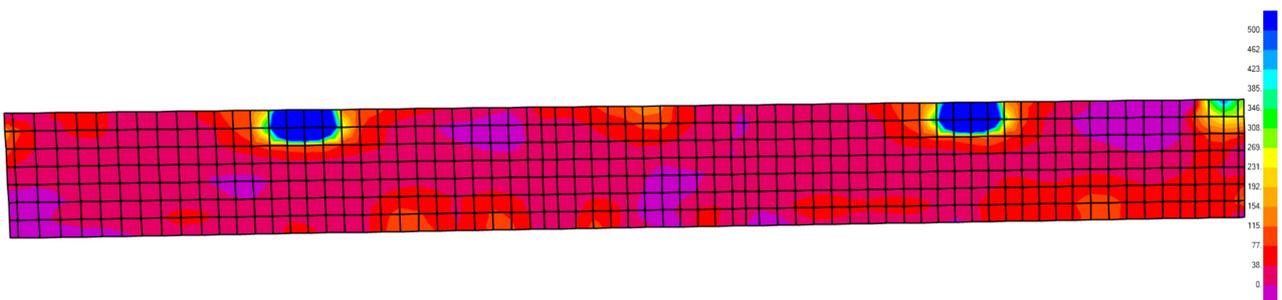


Figura 11.2 Sollecitazioni flettenti M22 massime e minime



PROGETTAZIONE ATI:

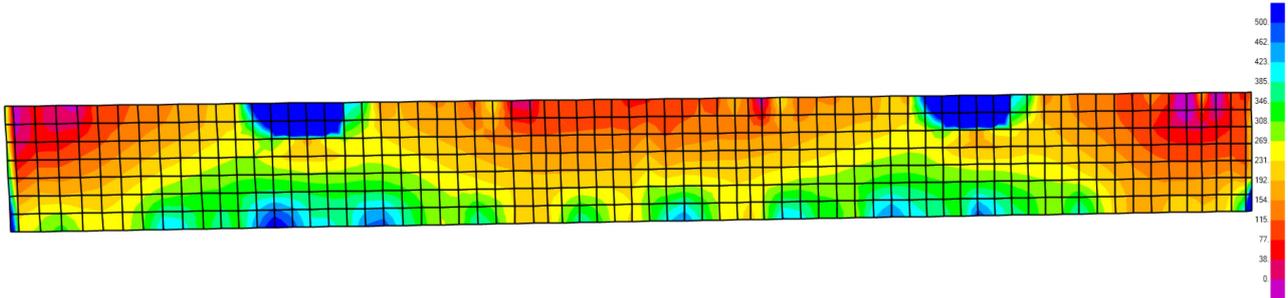
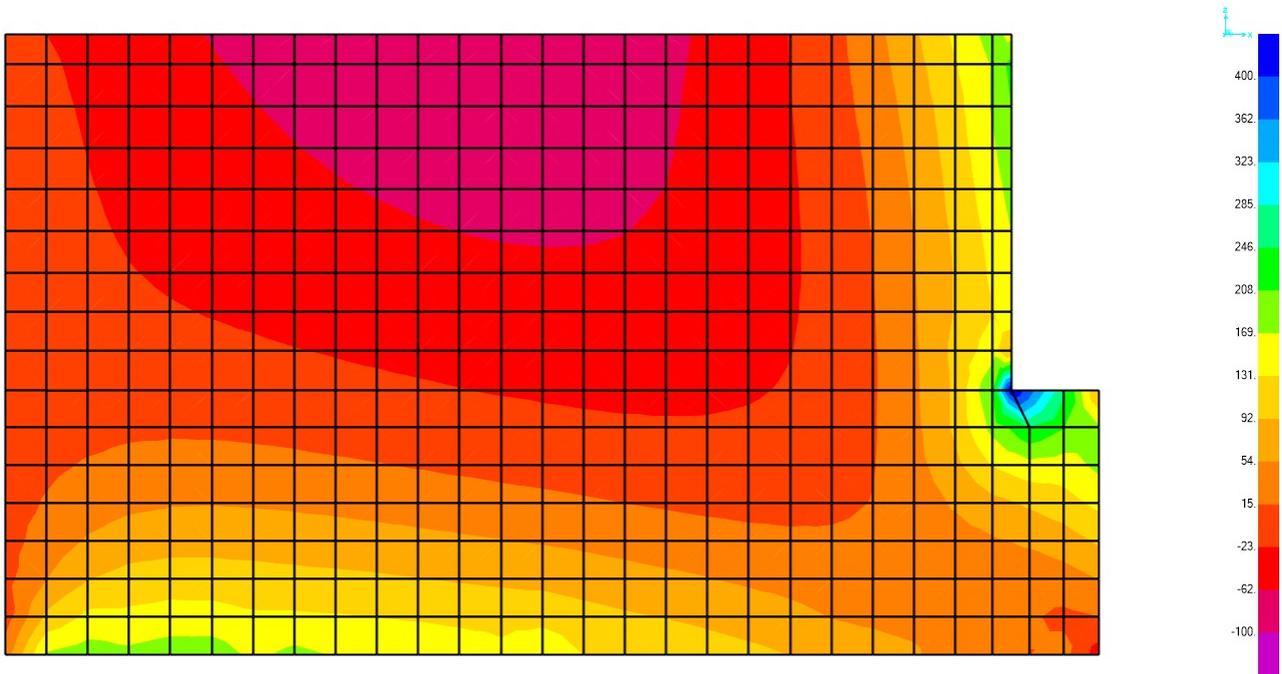


Figura 11.3 Sollecitazioni Taglianti massime V13 e V23

11.1.2. MURI ANDATORI



PROGETTAZIONE ATI:

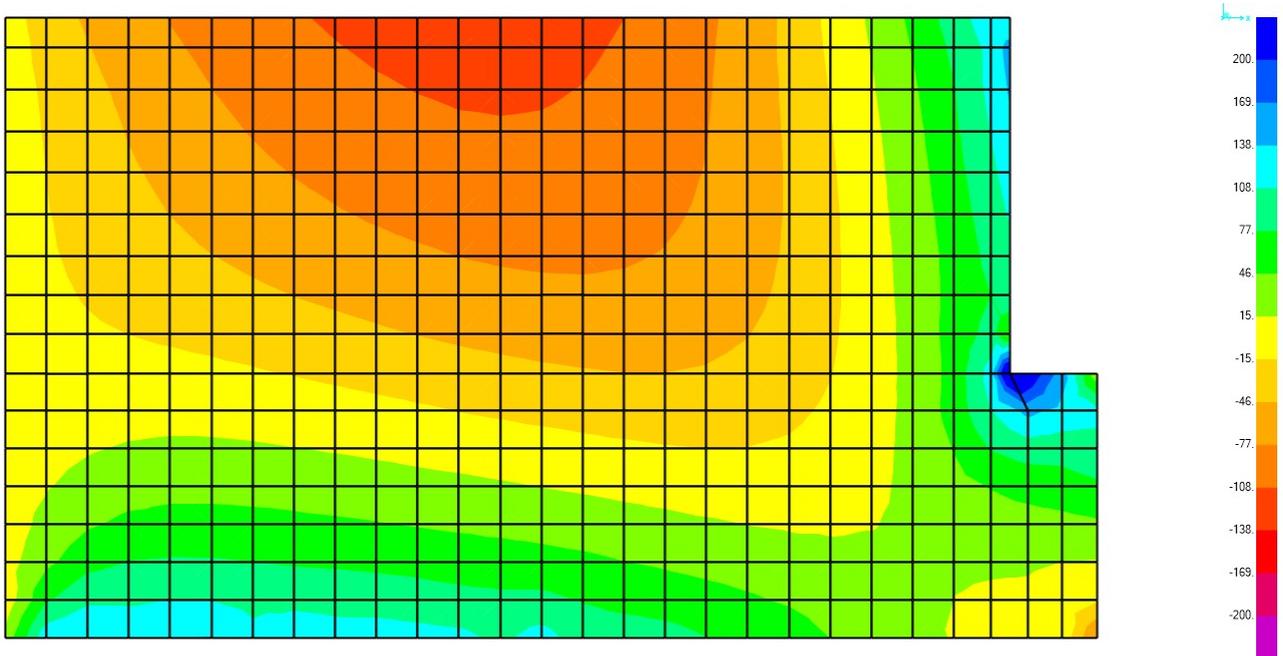
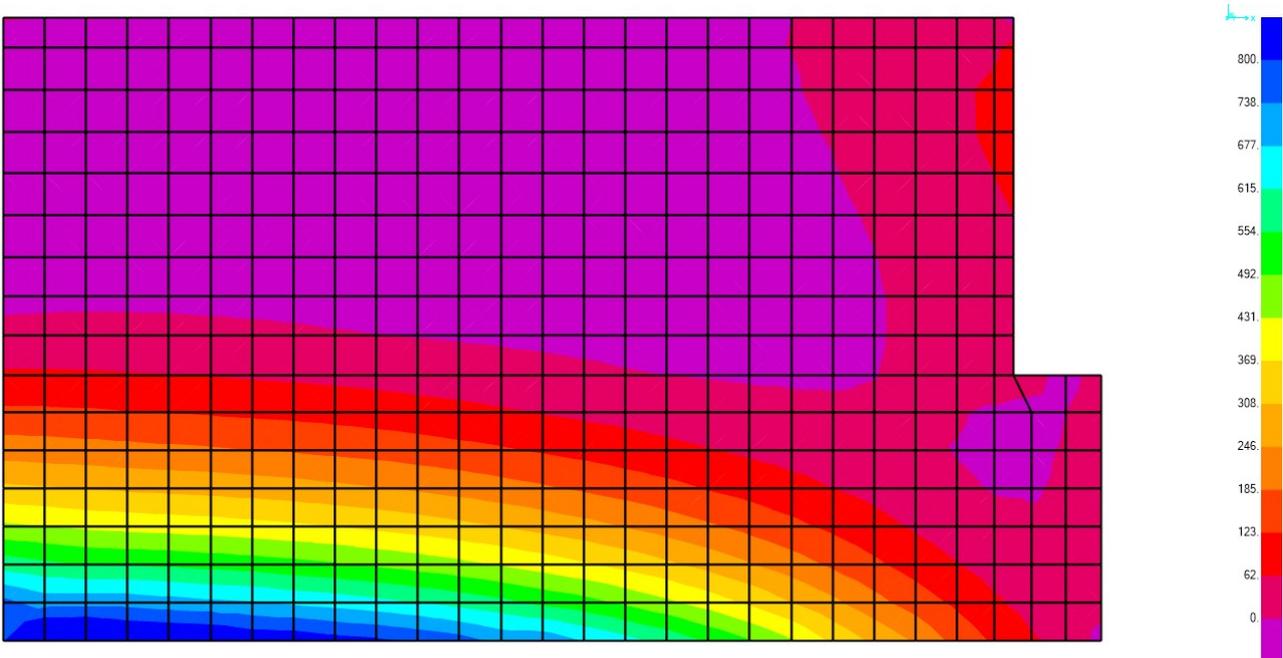


Figura 11.4 Sollecitazioni flettenti M11 massime e minime



PROGETTAZIONE ATI:

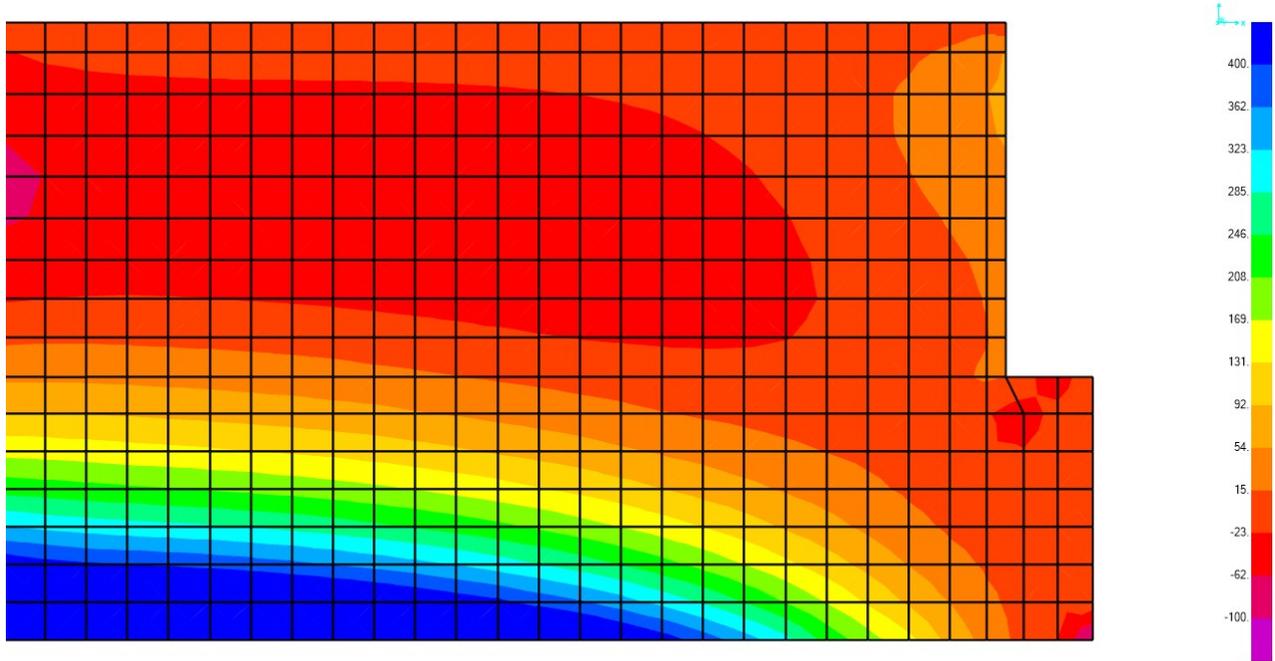
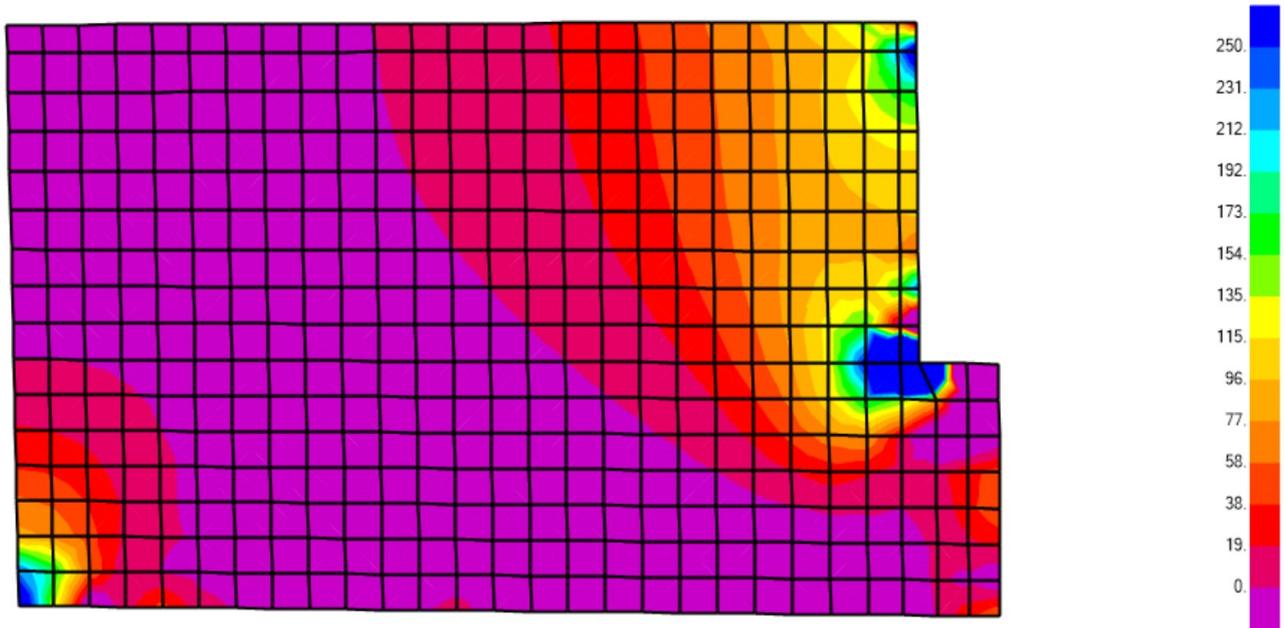


Figura 11.5 Sollecitazioni flettenti M22 massime e minime



PROGETTAZIONE ATI:

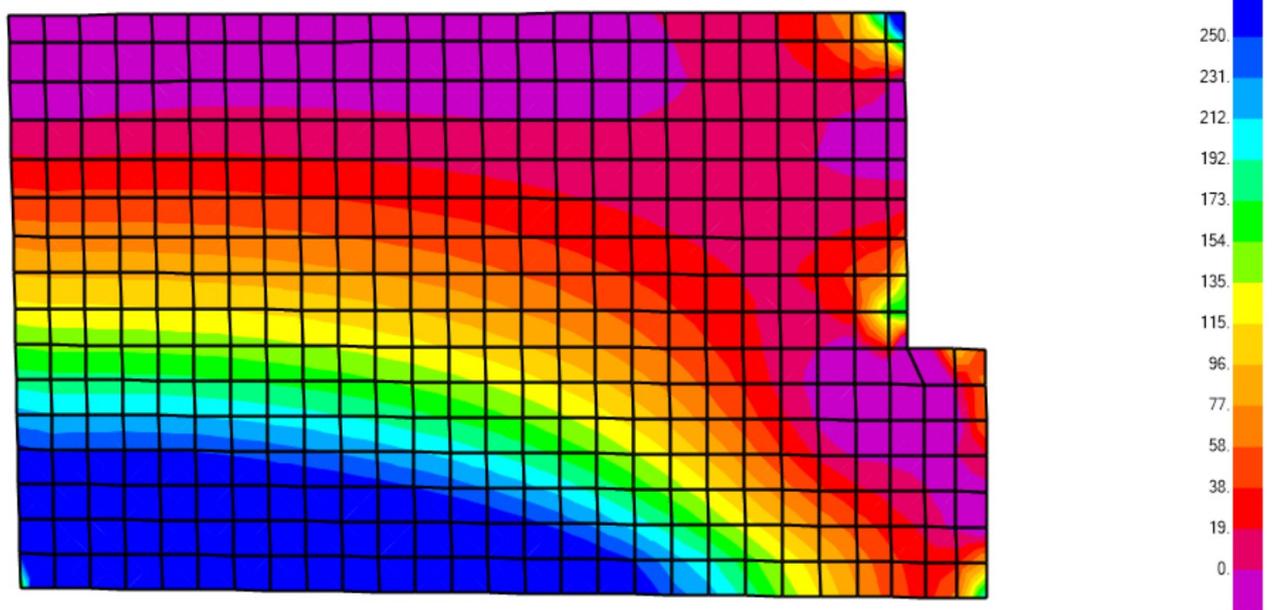
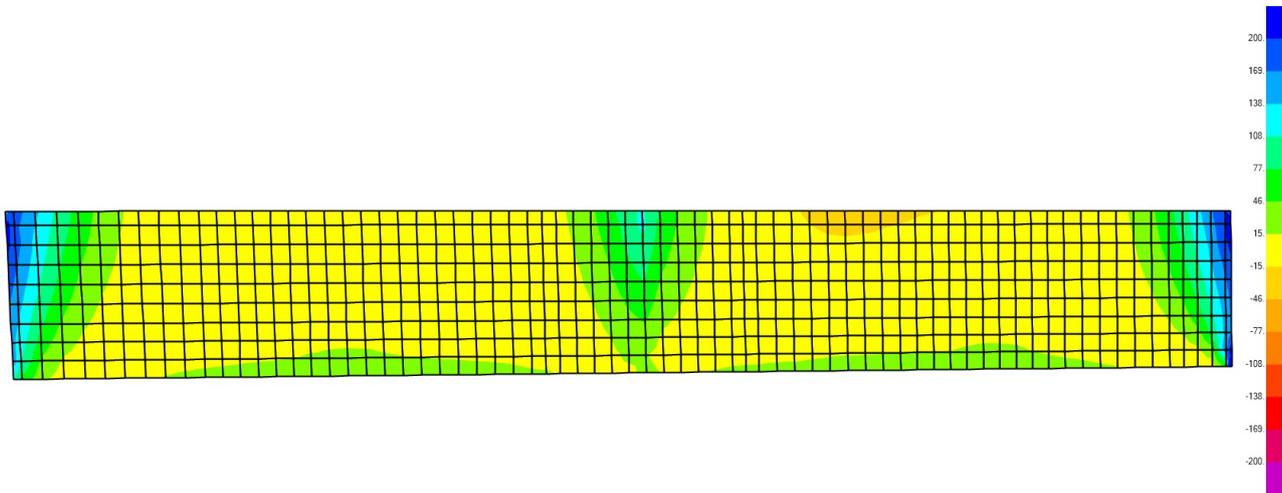


Figura 11.6 Sollecitazioni Taglianti massime V13 e V23

11.1.3. PARAGHIAIA



PROGETTAZIONE ATI:

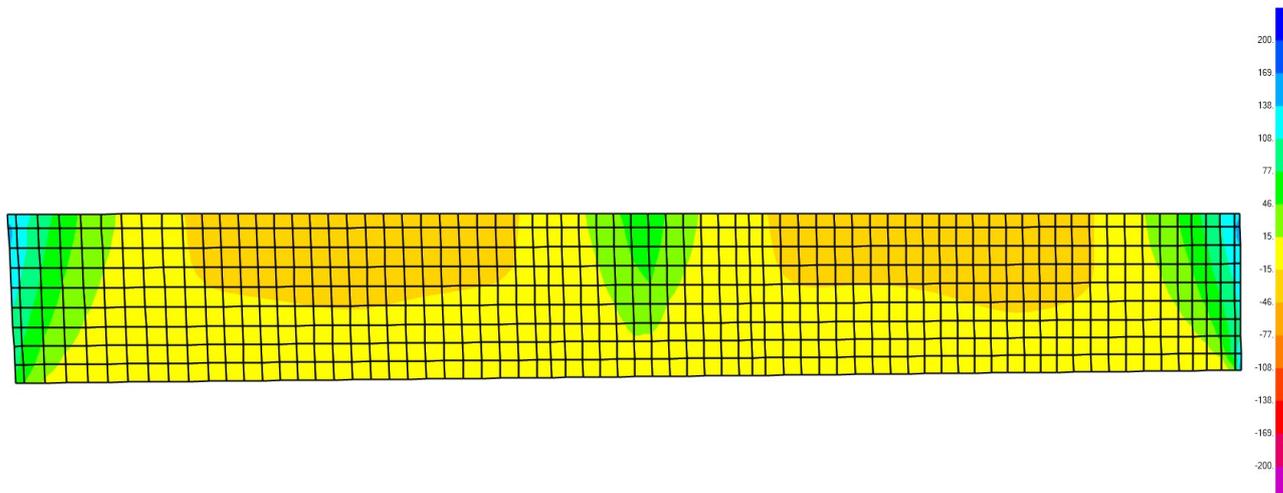


Figura 11.7 Sollecitazioni flettenti M11 massime

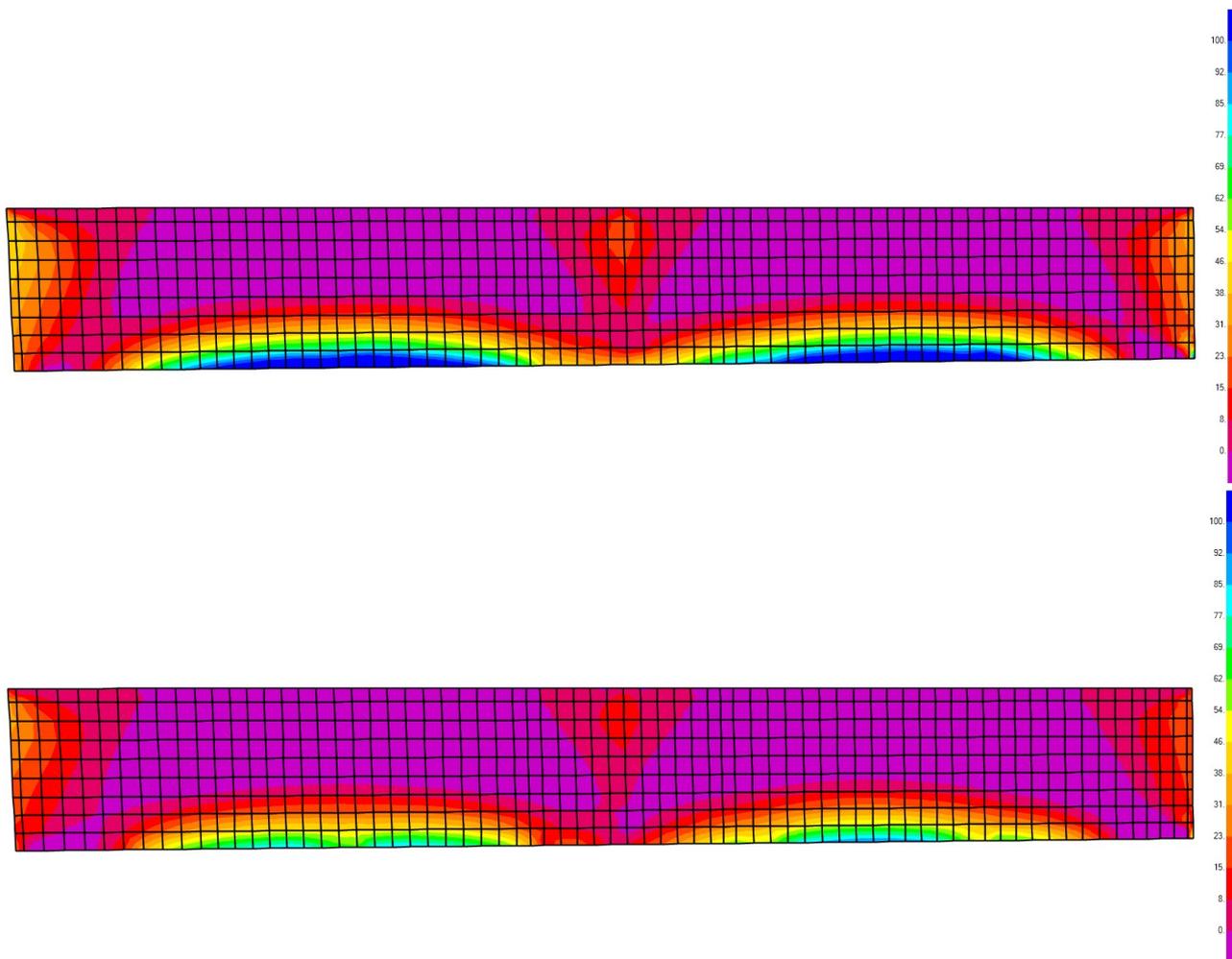


Figura 11.8 Sollecitazioni flettenti M22

PROGETTAZIONE ATI:

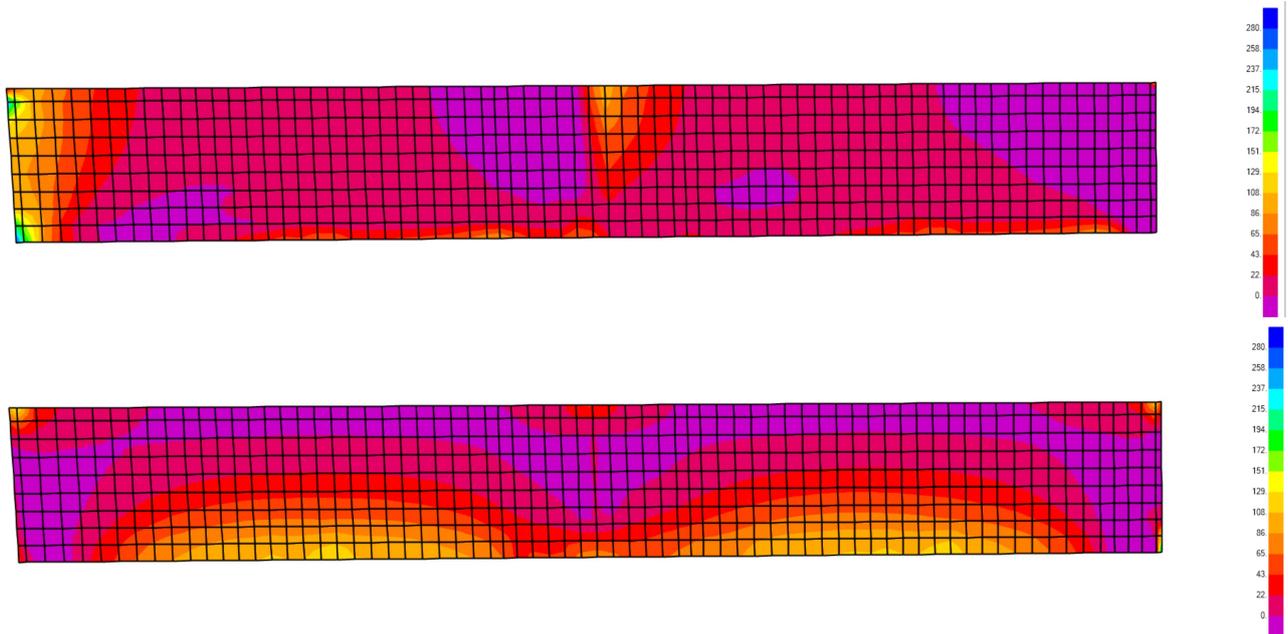


Figura 11.9 Sollecitazioni Taglianti massime V13 e V23

11.2. VERIFICHE DEI MURI DI SPALLA AGLI STATI LIMITI ULTIMI

11.2.1. MURO FRONTALE

Si prescrive una maglia armatura così composta:

- armatura verticale di $\varnothing 22/10\text{cm}$ con un momento resistente di 2106kNm/m .
- armatura orizzontale di $\varnothing 22/15\text{cm}$ con un momento resistente di 1272kNm/m .

Titolo: _____

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	150	1	22.81	5
			2	22.81	145

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

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura:
Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali:

Proprietà	B450C	C35/45
ϵ_{su}	67.5 ‰	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	3.5 ‰
E_s	200.000 N/mm²	f_{cd} 19.83
E_s/E_c	6	f_{cc}/f_{cd} 0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 13.5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co} 0.8
		τ_{c1} 2.257

M_{xRd} 1,272 kNm

σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 2.611 ‰
 ϵ_s 67.5 ‰
d 145 cm
x 5.399 x/d 0.03724
 δ 0.7

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

Tipo flessione:
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

M-curvatura

Precompresso

PROGETTAZIONE ATI:

Figura 11.10 verifica per $\varnothing 22/15\text{cm}$

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	150	1	38.01	5
			2	38.01	145

Tipologia 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

Tipologia rottura: Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali:
 B450C C35/45
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s / E_c 200.000 f_{cd} 19.83
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 13.5
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

M_{xRd} 2,106 kN m
 σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.084 ‰
 ϵ_s 67.5 ‰
d 145 cm
x 6.335 x/d 0.04369
 δ 0.7

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

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

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

Figura 11.11 verifica per $\varnothing 22/10\text{cm}$

SEZIONE			
b _w	=	100	cm
h	=	150	cm
c	=	4.5	cm
d	=	h-c	= 145.5 cm
MATERIALI			
f _{ywd}	=	391.30	MPa
R _{ck}	=	45.00	MPa
γ _c	=	1.5	
f _{ck}	=	0.83xR _{ck}	= 37.35 MPa
f _{cd}	=	0.85xf _{ck} /γ _c	= 21.17 MPa
ARMATURE LONGITUDINALI			
∅ _l	=	0	
Numero	=	0	
A _{sl}	=	0.00	cm²
TAGLIO AGENTE		V _{Ed} =	400 (KN)
SFORZO NORMALE		N _{Ed} =	0 (KN)

ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO					
k	=	1.37		$1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$	
v _{min}	=	0.343		$0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$	
ρ _l	=	0.0000			
σ _{cp}	=	0.0	(Mpa)		
V _{Rd}	=	0.00	(KN)	NO	499.5 (KN)
V _{Rd}	=	499.48	(KN)		
α _c	=	1.00		Ned/Ac=	0.0000 (Mpa)

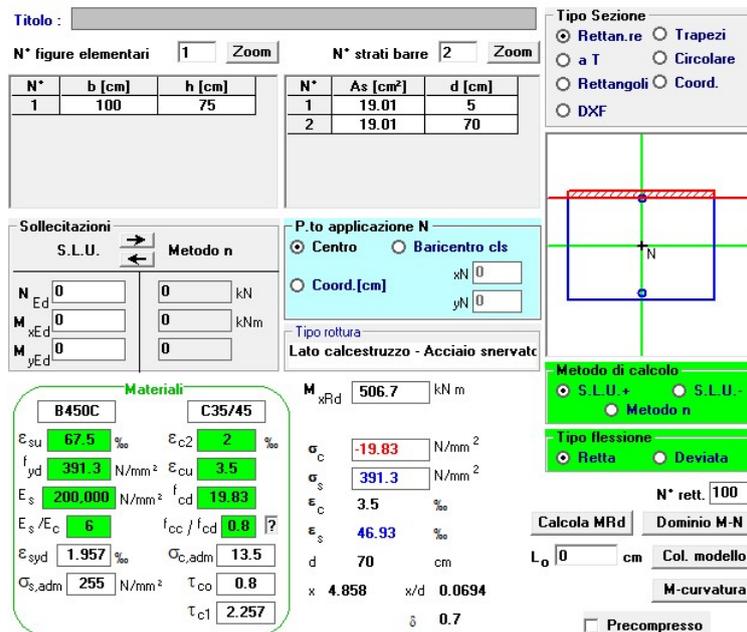
Verifica: Verifica soddisfatta - Armatura a taglio non necessaria

Figura 11.12 verifica a taglio del muro frontale

Le verifiche risultano soddisfatte

11.2.2. MURO ANDATORE

Si prescrive una maglia armatura di ø22/20cm per un momento resistente di 409kNm /m.
Alla base per una altezza di 2.5m si dispongono globalmente ø22/10cm verticali e una lunghezza pari a tutta quella del muro, con un momento resistente di 990kNm /m.
Alla base di ciascun muro andatore per un altezza di 2m si prescrivono spilli ø14/25cm per assorbire la sollecitazione tagliante.



Titolo: []

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	75	1	19.01	5
			2	19.01	70

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

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

Materiali: B450C C35/45

ε _{su} 67.5 ‰	ε _{c2} 2 ‰
f _{yd} 391.3 N/mm²	ε _{cu} 3.5 ‰
E _s 200,000 N/mm²	f _{cd} 19.83
E _s /E _c 6	f _{cc} /f _{cd} 0.8
ε _{syd} 1.957 ‰	σ _{c,adm} 13.5
σ _{s,adm} 255 N/mm²	τ _{co} 0.8
	τ _{c1} 2.257

M_{xRd} 506.7 kNm
σ_c -19.83 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 46.93 ‰
d 70 cm
x 4.858 x/d 0.0694
δ 0.7

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n
Tipo flessione: Retta Deviata
N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
M-curvatura
 Precompresso

Figura 11.13 Verifica del muro andatore - maglia di ø22/20cm

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	75

N°	As [cm²]	d [cm]
1	38.01	5
2	38.01	70

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C35/45

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} ‰ σ_{c,adm} ‰
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

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 11.14 Verifica del muro andatore - zona di infittimento

SEZIONE					
b _w	=	100	cm		
h	=	75	cm		
c	=	4.5	cm		
d	=	h-c	=	70.5	cm
MATERIALI					
f _{ywd}	=	391.30	MPa		
R _{ck}	=	45.00	MPa		
γ _c	=	1.5			
f _{ck}	=	0.83xR _{ck}	=	37.35	MPa
f _{cd}	=	0.85xf _{ck} /γ _c	=	21.17	MPa
ARMATURE LONGITUDINALI					
∅ _l	=	0			
Numero	=	0			
A _{sl}	=	0.00	cm²		
TAGLIO AGENTE					
	V _{Ed} =	200	(KN)		
SFORZO NORMALE					
	N _{Ed} =	0	(KN)		
ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO					
k	=	1.53	$1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$		
v _{min}	=	0.406	$0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$		
ρ _l	=	0.0000			
σ _{cp}	=	0.0	(Mpa)		
V _{Rd}	=	0.00	(KN)	NO	286.1 (KN)
V _{Rd}	=	286.12	(KN)		
α _c	=	1.00		Ned/Ac=	0.0000 (Mpa)

Verifica: Verifica soddisfatta - Armatura a taglio non necessaria

PROGETTAZIONE ATI:

Figura 11.15 verifica a taglio del muro andatore

SEZIONE					
b_w	=	100	cm		
h	=	75	cm		
c	=	4.5	cm		
d	=	$h-c$	=	70.5	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}	=	14			
braccia	=	4			
\varnothing_{st2}	=	0			
braccia	=	0			
passo	=	10	cm		
(A_{sw} / s)	=	61.575	cm ² / m		
α	=	90	°		(90° staffe verticali)
ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO					
Armatura trasversale		$\cot(\theta) = 1.84$	$(\theta) = 28.50$		
$V_{Rsd} =$	2815.67 (KN)	$0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\ctg\alpha + \ctg\theta) \cdot \sin\alpha$			
$V_{Rcd} =$	2815.67 (KN)	$0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\ctg\alpha + \ctg\theta) / (1 + \ctg^2\theta)$			
$V_{Rd} =$	2815.67 (KN)	$\min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$			

Figura 11.16 verifica a taglio del muro andatore – zona armata a taglio

Le verifiche risultano soddisfatte

11.2.3. PARAGHIAIA

Si effettuano verifiche locali relative al paraghiaia secondo quanto riportato nella circolare esplicativa delle NTC2018 al C5.1.3.3.5.2 in aggiunta a quanto riportato nei capitoli precedenti:

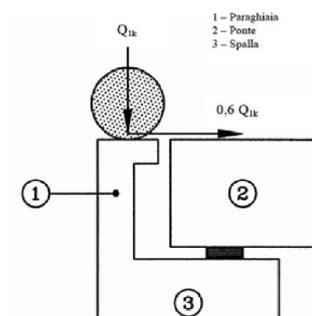


Figura C5.1.1 - Carichi da traffico su muri paraghiaia

PROGETTAZIONE ATI:

Si prescrive un armatura verticale di $\varnothing 22/10\text{cm}$ che garantisce un momento resistente di 505kNm/m e spilli per un totale di $9\varnothing 16/\text{m}^2$

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	38.01	5
			2	38.01	35

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

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C **C35/45**
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 19.83
 E_s/E_c 6 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 13.5
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

M_{xRd} 500.5 kN m
 σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 15.15 ‰
 d 35 cm
 x 6.568 x/d 0.1877
 δ 0.7

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

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

Figura 11.17 verifica a flessione del paraghiaia, M22

SEZIONE					
b_w	=	100	cm		
h	=	40	cm		
c	=	5	cm		
d	=	$h-c$	=	35	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}	=	16			
braccia	=	3			
\varnothing_{st2}	=	0			
braccia	=	0			
passo	=	30	cm		
(A_{sw} / s)	=	20.106	cm ² / m		
α	=	90	°	(90° staffe verticali)	
ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO					
Armatura trasversale		$\cot(\theta) = 2.50$	$(\theta) = 21.80$		
$V_{Rsd} =$	619.57 (KN)	$0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\ctg\alpha + \ctg\theta) \cdot \sin\alpha$			
$V_{Rcd} =$	1177.04 (KN)	$0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\ctg\alpha + \ctg\theta) / (1 + \ctg^2\theta)$			
$V_{Rd} =$	619.57 (KN)	min(V_{Rsd}, V_{Rcd})			

Figura 11.18 verifica a taglio del paraghiaia

Ciò soddisfa anche le sollecitazioni di Momento M22 e Taglio riportate in precedenza. Riguardo il Momento M11 si prescrive invece armatura orizzontale ai bordi pari a $\varnothing 16/10\text{cm}$ per una lunghezza di 2m. Per i tratti restanti si avrà invece $\varnothing 16/20\text{cm}$.

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	20.11	5
			2	20.11	35

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

Diagramma della sezione:

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

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

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali:
B450C **C35/45**
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 19.83 ‰
 E_s/E_c 6 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 13.5 ‰
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

M_{xRd} 259.4 kNm
 σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 21.19 ‰
d 35 cm
x 4.963 x/d 0.1418
 δ 0.7

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

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

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

Figura 11.19 verifica a flessione del paraghiaia, M11, bordo

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	10.05	5
			2	10.05	35

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

Diagramma della sezione:

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

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

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali:
B450C **C35/45**
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 19.83 ‰
 E_s/E_c 6 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 13.5 ‰
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

M_{xRd} 138.9 kNm
 σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 28.65 ‰
d 35 cm
x 3.811 x/d 0.1089
 δ 0.7

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

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

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

Figura 11.20 verifica a flessione del paraghiaia, M11, zone rimanenti

Le verifiche risultano soddisfatte.

11.3. VERIFICHE AGLI SLE

Si riportano di seguito le verifiche allo SLE per le sezioni notevoli delle spalle.

PROGETTAZIONE ATI:

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:
 $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ per combinazione caratteristica (rara) = 22.41 MPa
 $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$ per combinazione quasi permanente = 16.80 MPa
 La massima tensione di trazione nell'acciaio σ_s , deve rispettare la limitazione seguente:
 $\sigma_s < 0.8 f_{yk}$ per combinazione quasi permanente = 360 MPa

Condizioni ambientali:

- XC4+XS1 - con cls C35/45 per le pile → 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: $W_2 = 0.3\text{mm}$

11.3.1. VERIFICHE TENSIONALI E FESSURATIVE PER IL MURO FRONTALE

Allo stato limite frequente le sollecitazioni della sezione di controllo sul muro frontale risultano $M_{\text{freq}}=600\text{kNm/m}$ e $N_{\text{freq}}=500\text{kN/m}$

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	150

N°	As [cm²]	d [cm]
1	19.01	5
2	19.01	145

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

Solecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 500 kN
 M_{xEd} 600 kNm
 M_{yEd} 0

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

Materiali
 B450C C35/45
 E_{su} ‰ E_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² E_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ‰
 E_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

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

Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso

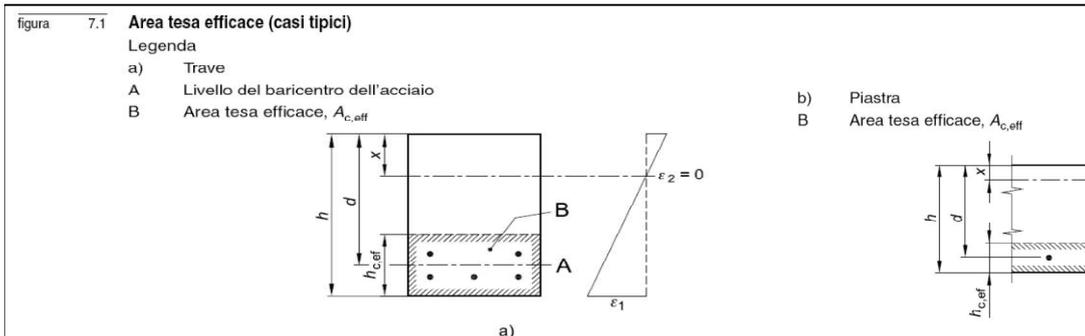
Figura 11.21 combinazione frequente – sezione d'angolo del muro frontale

Le tensioni rientrano nei limiti della combinazione frequente. Si procede quindi alla verifica a fessurazione

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h <input type="text" value="1500"/> [mm]
Larghezza della sezione	b <input type="text" value="1000"/> [mm]
Altezza utile della sezione	d <input type="text" value="1455"/> [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' <input type="text" value="45"/> [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c <input type="text" value="35"/> [mm]
<u>Armatura tesa ordinaria</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n _{f,1} <input type="text" value="5"/> [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ _{f,1} <input type="text" value="22"/> [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{sf,1} <input type="text" value="1901"/> [mm²]
<u>Armatura tesa di infittimento</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n _{f,2} <input type="text" value="0"/> [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ _{f,2} <input type="text" value="0"/> [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{sf,2} <input type="text" value="0"/> [mm²]
Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f _{ck} <input type="text" value="35"/> [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f _{ctm} <input type="text" value="3.2"/> [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E _{cm} <input type="text" value="34077"/> [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f _{yk} <input type="text" value="450"/> [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E _s <input type="text" value="210000"/> [MPa]

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE

Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	105 [MPa]
Asse neutro della sezione	x	292 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati		Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	α_e	6.16 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A_s	1901 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff.1}$	112500 [mm ²]
	$A_{c,eff.2}$	402667 [mm ²]
	$A_{c,eff.3}$	750000 [mm ²]
	$A_{c,eff.min}$	112500 [mm ²]



Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$	0.01689 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3.2 [MPa]
Fattore di durata del carico	k_t	0.4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	$[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]_{min}$	0.000300 [-]
	$[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]_{calc.}$	0.000100 [-]
	$[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]$	0.000300 [-]

Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	100 [mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq}	22.00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,rif}$	230 [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	$s_{r,max.1}$	340 [mm]
	$s_{r,max.2}$	1570 [mm]
	$s_{r,max}$	340 [mm]

Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$	0.30 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k	0.10 [mm]

Figura 11.22 Verifica a fessurazione per il muro frontale – combinazione frequente

La verifica risulta soddisfatta.

11.3.2. VERIFICHE TENSIONALI E FESSURATIVE PER IL MURO ANDATORE

Allo stato limite frequente le sollecitazioni sul muro andatore risultano $M_{freq}=450kNm /m$ e $N_{freq}=150kN /m$

PROGETTAZIONE ATI:

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	75	1	38.01	5
			2	38.01	70

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

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

Materiali
 B450C C35/45

ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰	σ_c	-8.057 N/mm ²
f_{yd}	391.3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 ‰	σ_s	163.3 N/mm ²
E_s	200,000 N/mm ²	f_{cd}	19.83	ϵ_s	0.8163 ‰
E_s/E_c	6	f_{cc}/f_{cd}	0.8	d	70 cm
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	13.5	x	15.99 x/d 0.2285
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.8	δ	0.7256
		τ_{c1}	2.257		

Verifica
 N° iterazioni:
 Precompresso

Figura 11.23 combinazione frequente – zona di infittimento del muro andatore

Le tensioni rientrano nei limiti della combinazione frequente. Si procede quindi alla verifica a fessurazione

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h 750 [mm]
Larghezza della sezione	b 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d 705 [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 _{f,1} 4 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ _{f,1} 22 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{sf,1} 1521 [mm ²]
Armatura tesa di infittimento	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n _{f,2} 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ _{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} 35 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f _{ctm} 3.2 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E _{cm} 34077 [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	163 [MPa]
Asse neutro della sezione	X	160 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati		Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	α_e	6.16 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A_s	1521 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff.1}$	112500 [mm ²]
	$A_{c,eff.2}$	196667 [mm ²]
	$A_{c,eff.3}$	375000 [mm ²]
	$A_{c,eff.min}$	112500 [mm ²]

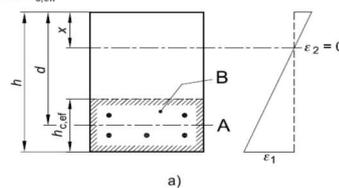
figura 7.1 Area tesa efficace (casi tipici)

Legenda

a) Trave

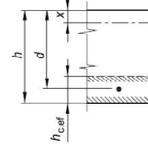
A Livello del baricentro dell'acciaio

B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$



b) Piastra

B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$



Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$	0.01352 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3.2 [MPa]
Fattore di durata del carico	k_t	0.4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	$[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]_{min}$	0.000466 [-]
	$[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]_{calc.}$	0.000286 [-]
	$[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]$	0.000466 [-]

Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	100 [mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq}	22.00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,rif}$	230 [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	$s_{r,max.1}$	396 [mm]
	$s_{r,max.2}$	767 [mm]
	$s_{r,max}$	396 [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$	0.30 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k	0.18 [mm]

Figura 11.24 Verifica a fessurazione per il muro andatore nella zona di infittimento- combinazione frequente

La verifica risulta soddisfatta.

11.3.3. VERIFICHE TENSIONALI E FESSURATIVE PER IL PARAGHIAIA

Allo stato limite frequente le massime sollecitazioni sul muro paraghiaia risultano $M_{freq}=150kNm /m$ e $N_{freq}=100kN /m$

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	20.11	5
			2	20.11	35

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

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

Materiali
B450C **C35/45**
 E_{su} ‰ E_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² E_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 E_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

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

Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso

Figura 11.25 combinazione frequente – muro paragliaia

Le tensioni rientrano nei limiti della combinazione frequente. Si procede quindi alla verifica a fessurazione

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h <input type="text" value="400"/> [mm]
Larghezza della sezione	b <input type="text" value="1000"/> [mm]
Altezza utile della sezione	d <input type="text" value="355"/> [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' <input type="text" value="45"/> [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c <input type="text" value="35"/> [mm]
Armatura tesa ordinaria	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n _{f,1} <input type="text" value="10"/> [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ _{t,1} <input type="text" value="16"/> [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{sf,1} <input type="text" value="2011"/> [mm²]
Armatura tesa di infittimento	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n _{f,2} <input type="text" value="0"/> [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ _{t,2} <input type="text" value="0"/> [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{sf,2} <input type="text" value="0"/> [mm²]
Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f _{ck} <input type="text" value="35"/> [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f _{ctm} <input type="text" value="3.2"/> [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E _{cm} <input type="text" value="34077"/> [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f _{yk} <input type="text" value="450"/> [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E _s <input type="text" value="210000"/> [MPa]

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE

Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	207 [MPa]
Asse neutro della sezione	X	84 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati		Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	α_e	6.16 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A_s	2011 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff.1}$	112500 [mm ²]
	$A_{c,eff.2}$	105333 [mm ²]
	$A_{c,eff.3}$	200000 [mm ²]
	$A_{c,eff.min}$	105333 [mm ²]

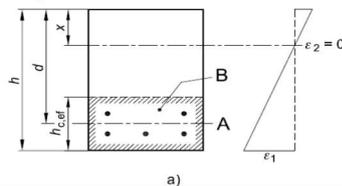
figura 7.1 **Area tesa efficace (casi tipici)**

Legenda

a) Trave

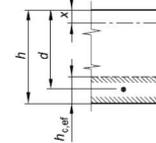
A Livello del baricentro dell'acciaio

B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$



b) Piastra

B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$



Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$	0.01909 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3.2 [MPa]
Fattore di durata del carico	k_t	0.4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	$[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]_{min}$	0.000591 [-]
	$[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]_{calc.}$	0.000628 [-]
	$[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]$	0.000628 [-]

Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	100 [mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq}	16.00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,rif}$	215 [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	$s_{r,max.1}$	261 [mm]
	$s_{r,max.2}$	411 [mm]
	$s_{r,max}$	261 [mm]

Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$	0.30 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k	0.16 [mm]

Figura 11.26 Verifica a fessurazione per il muro paraghiaia – combinazione frequente

Le verifiche risultano soddisfatte

12. FONDAZIONI

Per la stima della capacità portante dei pali in funzione della lunghezza si veda quanto riportato nella specifica relazione geotecnica.

I pali di fondazione hanno tutti un Diametro di 1000mm e una lunghezza di 30m. Di seguito si riportano le rigidzze utilizzate nel modello di calcolo:

rigidezza alla punta		
L _{palo}	K	K
(m)	MN/m	KN/m
30	705	704700

Si riportano i valori discretizzati per ogni metro delle rigidzze nelle direzioni 2 e 3 degli elementi frame che modellano i pali:

z	Knuova
(m)	(kN/m3)
1	-
2	17952
3	26928
4	35905
5	44881
6	53857
7	62833
8	71809
9	80785
10	89762
11	98738
12	107714
13	116690
14	125666
15	134642

z	Knuova
(m)	(kN/m3)
16	143618
17	152595
18	161571
19	170547
20	179523
21	188499
22	197475
23	206451
24	215428
25	224404
26	233380
27	242356
28	251333
29	260249
30	269186

PROGETTAZIONE ATI:

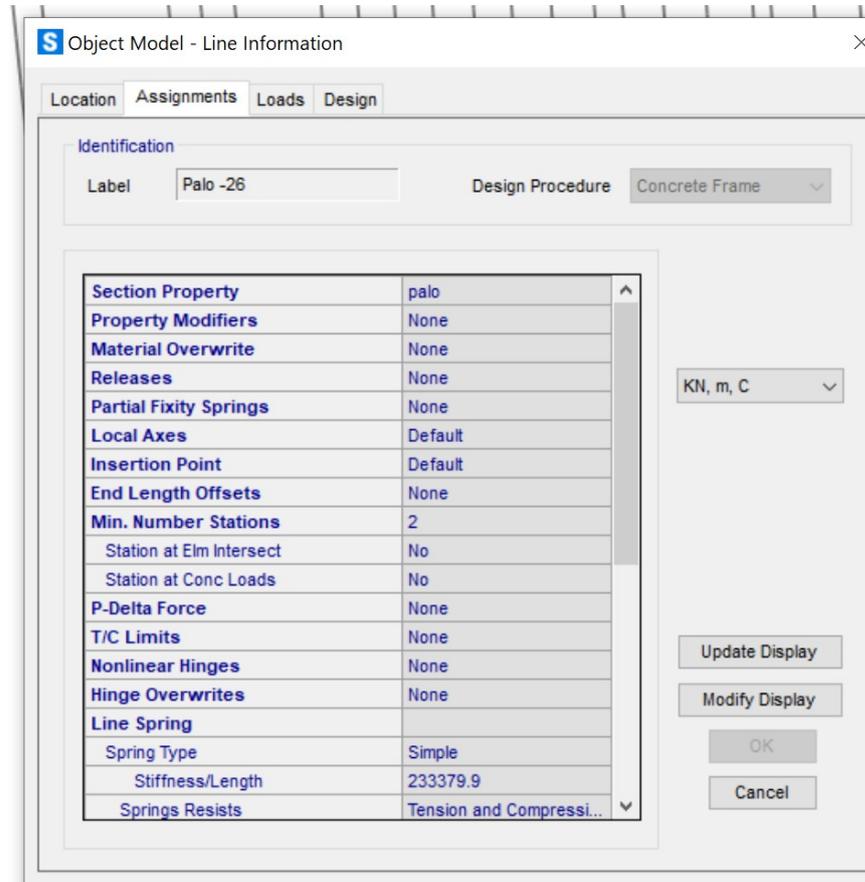


Figura 12.1 Modellazione del sistema palo-terreno – Fusto

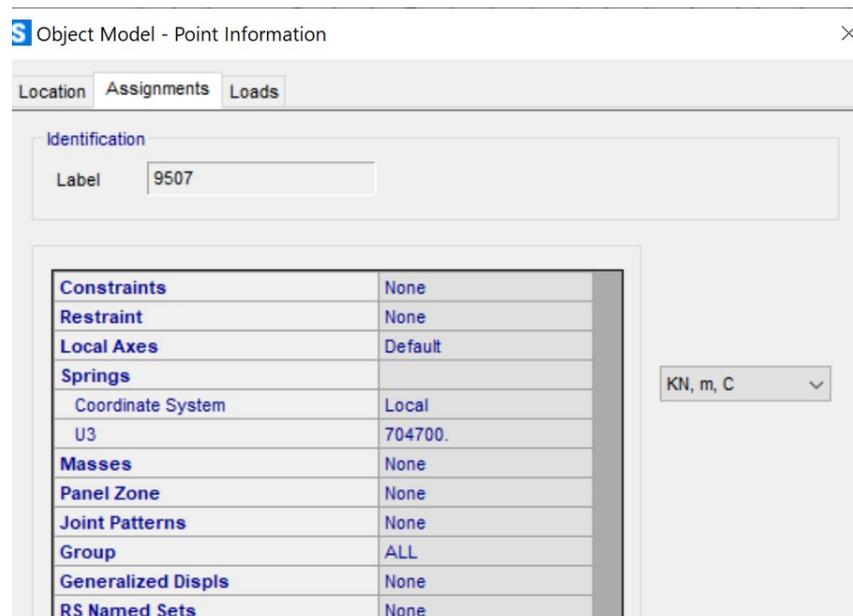


Figura 12.2 Modellazione del sistema palo-terreno – Carico alla punta per 22m e 24m

PROGETTAZIONE ATI:

12.1. VERIFICHE STRUTTURALI

12.1.1. VERIFICHE DELLA PLATEA SU PALI

Si riportano i diagrammi delle sollecitazioni derivati dal modello di calcolo

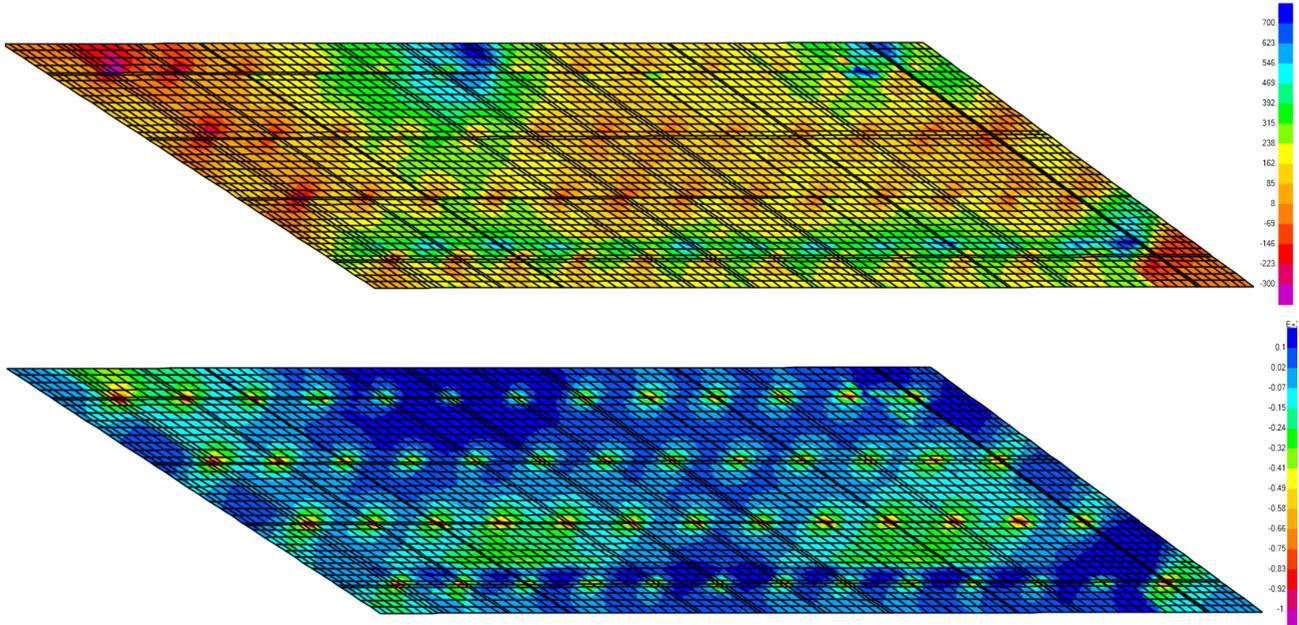


Figura 12.3 Sollecitazioni flettenti M11 massime e minime

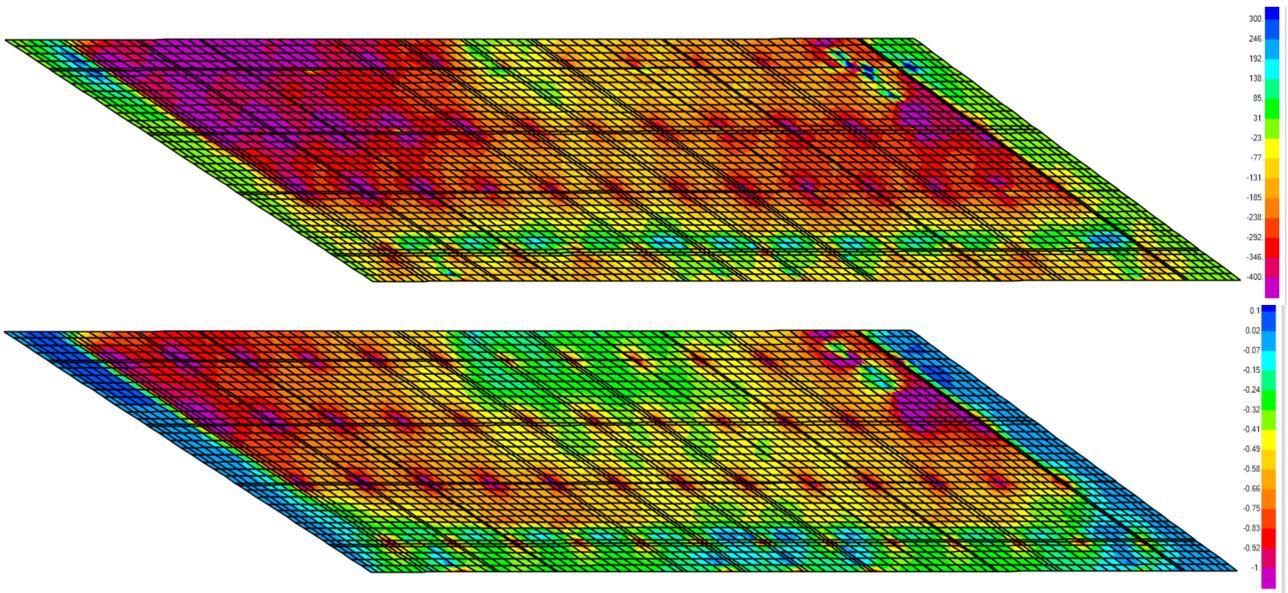


Figura 12.4 Sollecitazioni flettenti M22 massime e minime

Si dispone su tutta la platea una maglia superiormente ed inferiormente di $\varnothing 22/20\text{cm}$ con un momento resistente di 1430kNm.

PROGETTAZIONE ATI:

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	200	1	19.01	5
			2	19.01	195

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

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C35/45
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 19.83
 E_s/E_c 6 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 13.5
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

M_{xRd} 1.434 kN m
 σ_c -19.78 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 1.901 ‰
 ϵ_s 67.5 ‰
 d 195 cm
 x 5.342 x/d 0.0274
 δ 0.7

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

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

Figura 12.5 verifica della platea per $\phi 22/20\text{cm}$

Le verifiche risultano soddisfatte

12.1.2. VERIFICHE SLU DEI PALI

Si riportano i diagrammi qualitativi delle sollecitazioni di taglio e momento per i primi 10m di un generico palo nella direzione X, relativa all'asse longitudinale del ponte.

Nel caso riportato si ha un massimo momento negativo di 700kNm e un massimo momento positivo di 211kNm.

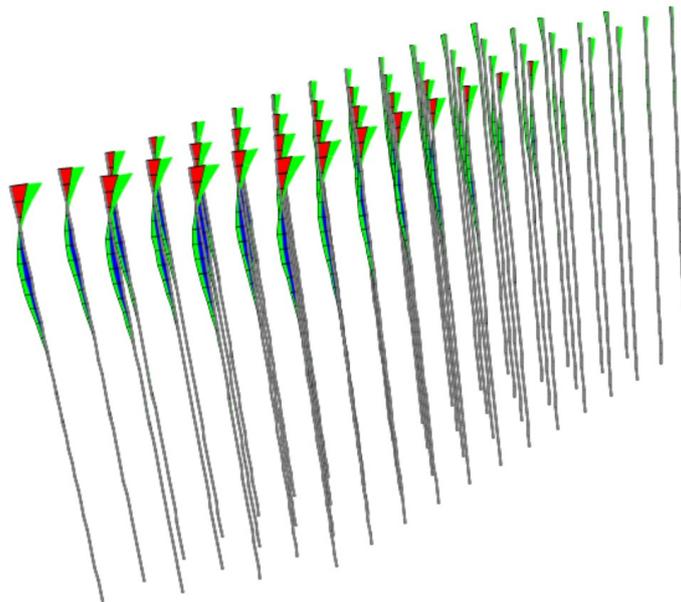


Figura 12.6 Andamento qualitativo delle sollecitazioni di Momento flettente sui pali di spalla

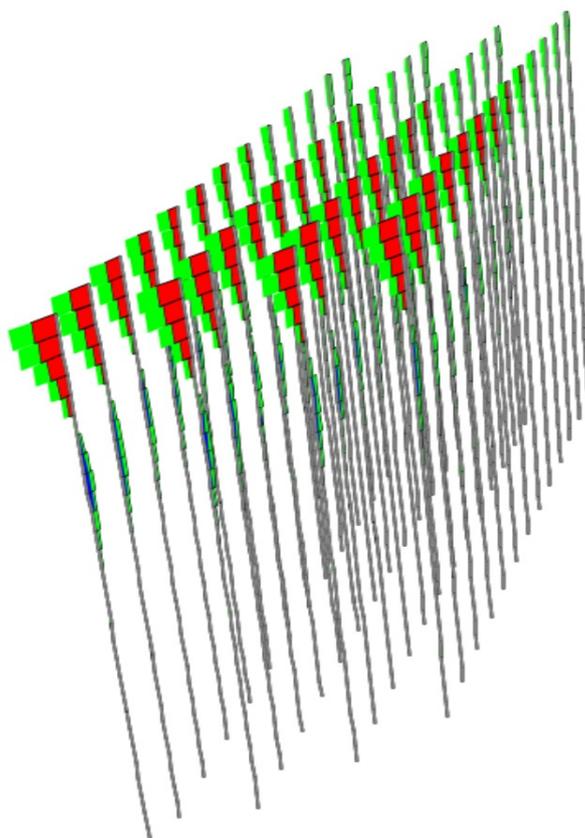


Figura 12.7 Andamento qualitativo delle sollecitazioni di Taglio sui pali di spalla

PROGETTAZIONE ATI:

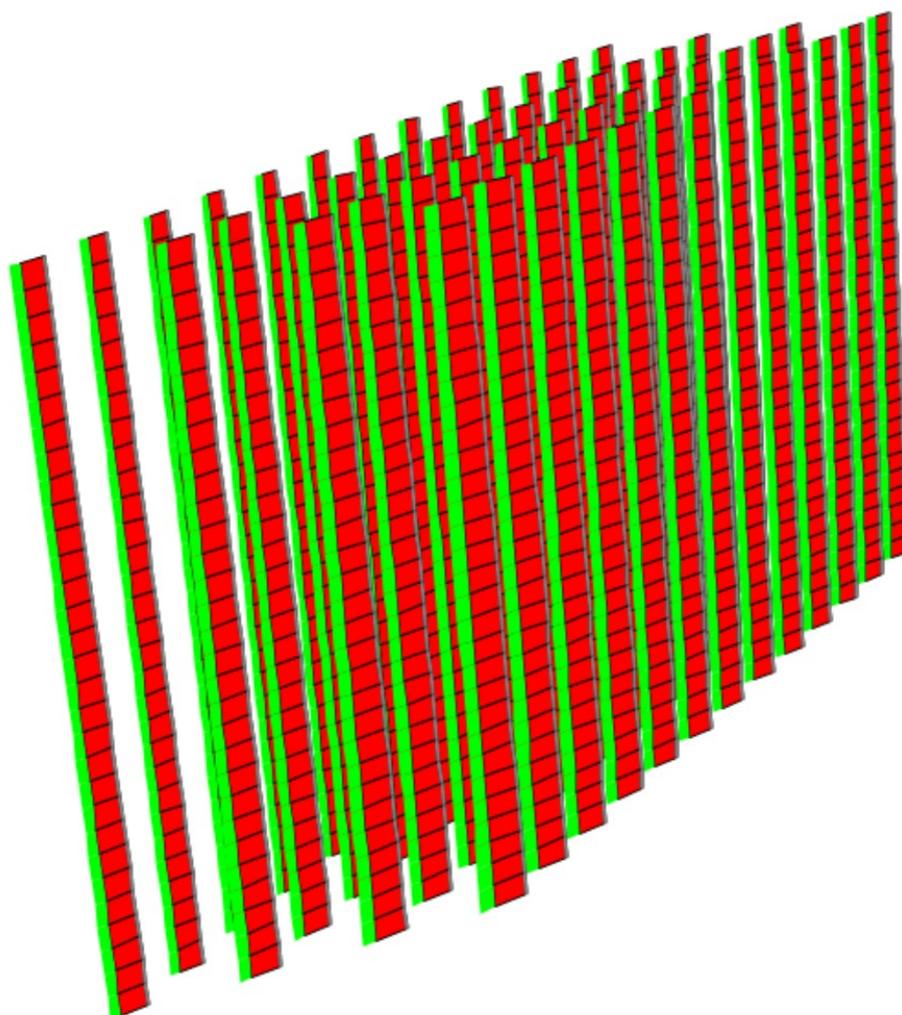


Figura 12.8 Andamento qualitativo delle sollecitazioni di sforzo assiale e sui pali di spalla

PROGETTAZIONE ATI:

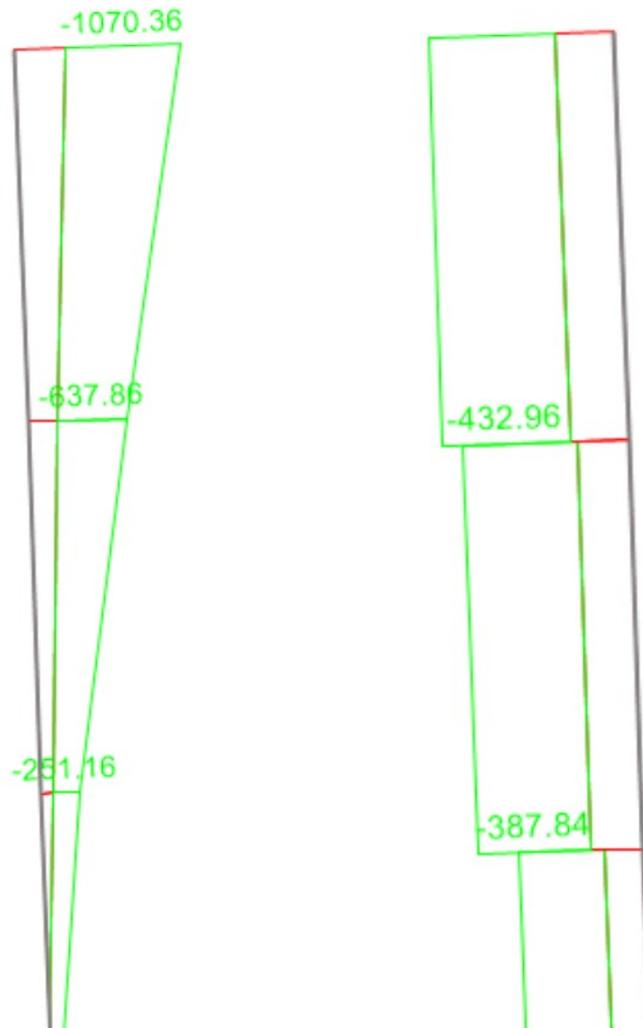


Figura 12.9 Sollecitazioni M33 e V22 dimensionanti

La verifica viene però effettuata sommando vettorialmente le sollecitazioni nelle dure direzioni. Si ha quindi un $V_{ed} = 627\text{kN}$ e un $M_{ed} = 1363\text{kNm}$.

Ciascun palo viene armato con una gabbia di acciaio di diametro 71cm, disponendo una spirale $\Phi 14/10\text{cm}$ e 21 barre longitudinale $\Phi 22$

La verifica a flessione si effettua tramite VCASLU

PROGETTAZIONE ATI:

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 100 [cm]
Raggio interno: 0 [cm]
N° barre uguali: 21
Diametro barre: 2.2 [cm]
Copriferro (baric.): 15.5 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 1272 0 kN
M_{xEd}: 0 0 kNm
M_{yEd}: 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Materiali

B450C C35/45

E_{su}: 67.5 ‰ E_{c2}: 2 ‰
f_{yd}: 391.3 N/mm² E_{cu}: 3.5 ‰
E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 19.83 ‰
E_s/E_c: 6 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
E_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 13.5 ‰
σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.8
τ_{c1}: 2.257

Metodo di calcolo

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

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100
Calcola MRd Dominio M-N
L_o: 0 cm Col. modello
M-curvatura
 Precompresso

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd}: 3.755 kN m
σ_c: -19.83 N/mm²
σ_s: 391.3 N/mm²
ε_c: 3.5 ‰
ε_s: 21.31 ‰
d: 183.6 cm
x: 25.89 x/d: 0.1411
δ: 0.7

M _{Ed}	M _{Rd}	C/D
[kNm]	[kNm]	[-]
1363	3755	2.75

Figura 12.10 verifica a flessione dei pali

SEZIONE					
b _w	=	100	cm		
h	=	80	cm		
c	=	15	cm		
d	=	h-c	=	65	cm
MATERIALI					
f _{ywd}	=	391.30	MPa		
R _{ck}	=	45.00	MPa		
γ _c	=	1.5			
f _{ck}	=	0.83xR _{ck}	=	37.35	MPa
f _{cd}	=	0.85xf _{ck} /γ _c	=	21.17	MPa
ARMATURE A TAGLIO					
∅ _{st}	=	14			
braccia	=	2			
∅ _{st2}	=	0			
braccia	=	0			
passo	=	10	cm		
(A _{sw} / s)	=	30.788	cm ² / m		
α	=	60	°		(90° staffe verticali)

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO		
Armatura trasversale	$\cot(\theta) = 2.50$	$(\theta) = 21.80$
$V_{Rsd} = 1878.23 \text{ (KN)}$	$0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\ctg\alpha + \ctg\theta) \cdot \sin\alpha$	
$V_{Rcd} = 2627.74 \text{ (KN)}$	$0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\ctg\alpha + \ctg\theta) / (1 + \ctg^2\theta)$	
$V_{Rd} = 1878.23 \text{ (KN)}$	$\min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$	

V_{Ed}	V_{Rd}	C/D
[kNm]	[kNm]	[-]
627	1878	3.00

Figura 12.11 verifica a taglio dei pali

Le verifiche risultano soddisfatte.

12.1.1. VERIFICHE A FESSURAZIONE DEI PALI

Si riporta un'analisi di fessurazione dei pali:

Condizioni ambientali:

XC4+XS2 - con cls C35/45 per le pile → condizioni molto 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.

PROGETTAZIONE ATI:

La soletta prevede quindi un limite di ampiezza delle fessure:

- QP: $W_1 = 0.2\text{mm}$
- FREQ: $W_1 = 0.2\text{mm}$

Le verifiche riportate di seguito risultano soddisfatte

Mx	6507394		
My	5904970		
N	-196398.7		
Es/Ec	15	Molt. diametro	7.5
Passo (cm)	9	Fid. zona tesa	0.5
Beta 1	1	Beta 2	0.8
K 1	0.8		
K 2	0.5	<input checked="" type="checkbox"/>	
fct	13.2		
fct,sr	28		
Copriferro	10	<input checked="" type="checkbox"/>	
Interferro	8.96	<input type="checkbox"/>	
fck	373.5		
<input type="radio"/> DM 96 <input checked="" type="radio"/> EC2			
<input type="checkbox"/> Aggiungli alla relazione			

$A_c,eff = 788.0\text{ cm}^2$
 $A_s,eff = 26.5\text{ cm}^2$
 $W/m = 0.1496\text{ mm}$
 $W/d = W/m = 0.1496\text{ mm}$
 $S_m = 471.2\text{ mm}$
 $Eps = 0.0003174$
 $Copriferro = 10.0$
 $Interferro = 8.0$
 Sollecitazioni di fessurazione con fct,sr 28.
 $M_x = 3915489.2\text{ daNcm}$
 $M_y = 3553011.6\text{ daNcm}$
 $N = -118172.8\text{ daN}$

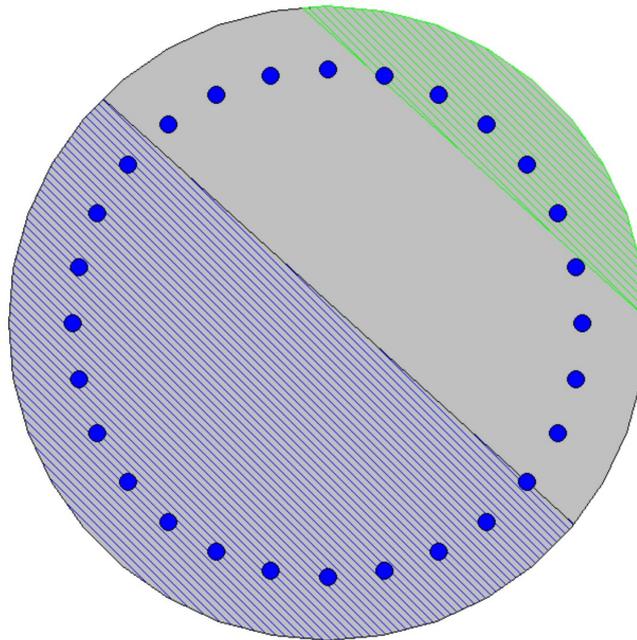


Figura 12.12 fessurazione dei pali per combinazione Quasi permanente

Mx	6771229		
My	6101966		
N	-196503.9		...
Es/Es	15	Molt. diametro	7.5
Passo (cm)	9	Rid. zona tesa	0.5
Beta 1	1	Beta 2	0.8
K 1	0.8		
K 2	0.5 <input checked="" type="checkbox"/>		
fct	13.2		
fct,sr	28		
Copri ferro	10 <input checked="" type="checkbox"/>		
Interferro	8.96 <input type="checkbox"/>		
fck	373.5		
<input type="radio"/> DM 96 <input checked="" type="radio"/> EC2 <input type="checkbox"/> Aggiungi alla relazione			
Ac,eff = 806.3 cmq As,eff = 26.5 cmq Wm = 0.1617 mm Wd = Wm = 0.1617 mm Sm = 474.3 mm Eps = 0.000341 Copri ferro = 10.0 Interferro = 9.0 Sollecitazioni di fessurazione con fct,sr 28. Mx = 3869365.6 daNcm My = 3486920.5 daNcm N = -112290.1 daN			

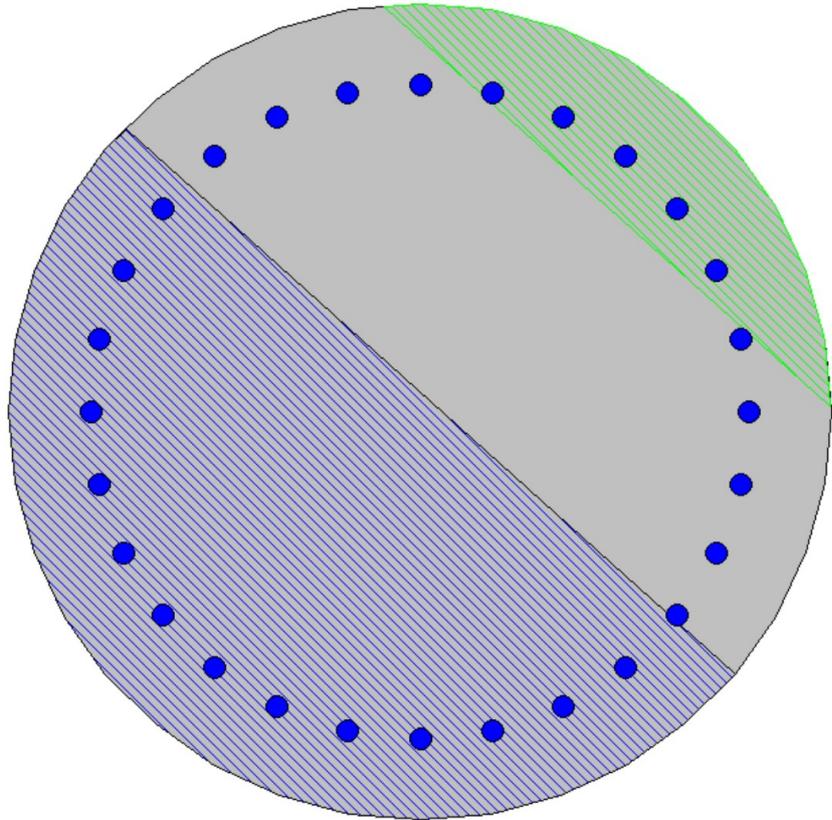


Figura 12.13 fessurazione dei pali per combinazione Frequente