

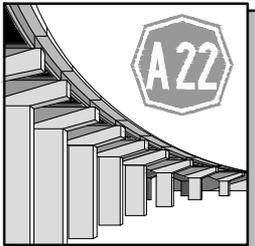
**ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROV. DI TRENTO**
dott.ing. ROBERTO BOSETTI
INSCRIZIONE ALBO N° 1027

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
dott. ing. Roberto Bosetti

autostrada del brennero

ALLARGAMENTO DELLA CARREGGIATA SUD AUTOSTRADALE
IN CORRISPONDENZA DELLA SALITA DI AFFI TRA
LA PROG. KM 201+285 E LA PROG. KM 203+930 E
RIFACIMENTO DEI SOVRAPPASSI AUTOSTRADALI
N°68 "RIVOLI-ZUANE" E N°69 "S.C. RIVOLI-CAPRINO"

1.3.1	<p>RELAZIONI Relazioni di calcolo Ponte S.I.M.A.</p>
-------	---------------------------------------------------------------------

0	MAG-2022	EMISSIONE	G. BALLARINI	F. OSS PAPOT	C. COSTA
REVISIONE:	DATA:	DESCRIZIONE:	REDAZIONE:	VERIFICA:	APPROVAZIONE:
DATA: MAGGIO 2008			DIREZIONE TECNICA GENERALE		IL DIRETTORE TECNICO GENERALE E PROGETTISTA: 
NUMERO PROGETTO: 29/08					

1. PREMESSA	1
1.1 Descrizione della struttura esistente	1
1.2 Descrizione dell'intervento	2
1.3 Descrizione della nuova struttura	3
1.3.1 Impalcato	3
1.3.2 Appoggi	4
1.3.3 Spalle	4
1.4 Caratteristiche dei materiali	4
1.4.1 Calcestruzzo per pali di fondazione	4
1.4.2 Calcestruzzo per opere di fondazione	4
1.4.3 Calcestruzzo per la soletta dell'impalcato	5
1.4.4 Calcestruzzo per travi precomprese	5
1.4.5 Acciaio per cemento armato	5
1.4.6 Copriferrì	6
1.5 Normativa di riferimento	7
1.6 Unità di misura	7
1.7 Metodo di calcolo	7
1.7.1 Codici di calcolo	7
1.7.2 Analisi statica	8
1.7.3 Analisi sismica	8
1.7.4 Combinazioni di carico	8
2. ANALISI DEI CARICHI	12
2.1 Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento	12
2.1.1 Vita nominale	12
2.1.2 Classe d'uso	12
2.1.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica	12
2.2 Azioni permanenti	12
2.2.1 Peso proprio degli elementi strutturali – g_1	12
2.2.2 Carichi permanenti portati – g_2	13
2.3 Azioni variabili da traffico q_1	13
2.3.1 Definizione delle corsie convenzionali	15
2.3.2 Schemi di carico	16
2.3.3 Calcolo delle strutture secondarie di impalcato	17
2.4 Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione – q_3	17
2.5 Azione del vento - q_5	18
2.5.1 Velocità di riferimento	18
2.5.2 Pressione del vento	18
2.5.3 Coefficiente di esposizione	18
2.5.4 Coefficienti di forma	19
2.6 Azioni sismiche- q_6	20

2.6.1 Stati limite e relative probabilità di superamento	22
2.6.2 Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche	22
2.6.3 Valutazione dell'azione sismica	23
2.6.3.1 Spettro di risposta elastico in accelerazione	23
2.6.4 Spettro di progetto	25
2.7 Azione dell'urto	28

3. IMPALCATO **30**

3.1 Caratteristiche geometriche della sezione	30
3.1.1 Caratteristiche geometriche della sezione	32
3.1.1.1 Sezione di mezzeria tipo 1 (36 trefoli)	32
3.1.1.2 Sezione intermedia tipo 2 (30 trefoli)	34
3.1.1.3 Sezione intermedia tipo 3 (18 trefoli)	36
3.1.1.4 Sezione all'appoggio tipo 4 (18 trefoli)	38
3.2 Analisi dei carichi	40
3.2.1 Carichi permanenti	40
3.2.2 Carichi mobili (Q)	40
3.3 Sollecitazioni	40
3.4 Tensione di calcolo nell'acciaio preteso	41
3.5 Verifica a flessione	43
3.5.1 Limiti tensionali	43
3.5.2 Sezione di mezzeria	44
3.5.2.1 Verifica delle tensioni normali	44
3.5.2.2 Verifica a rottura	45
3.5.2.3 Verifica delle tensioni tangenziali	46
3.5.2.4 Verifica allo SLU senza armatura resistente a taglio	47
3.5.3 Sezione a distanza 5,50 m dalla mezzeria (sezione S)	48
3.5.3.1 Verifica delle tensioni normali	48
3.5.3.2 Verifica a rottura	49
3.5.3.3 Verifica delle tensioni tangenziali	50
3.5.3.4 Verifica allo SLU senza armatura resistente a taglio	51
3.5.4 Sezione a distanza 7,50 m dalla mezzeria (sezione 1)	52
3.5.4.1 Verifica delle tensioni normali	52
3.5.4.2 Verifica a rottura	53
3.5.4.3 Verifica delle tensioni tangenziali	54
3.5.4.4 Verifica allo SLU senza armatura resistente a taglio	55
3.5.4.5 Verifica allo SLU con armatura resistente a taglio	56
3.5.5 Sezione a distanza 8,50 m dalla mezzeria (sezione 2)	57
3.5.5.1 Verifica delle tensioni normali	57
3.5.5.2 Verifica a rottura	58
3.5.5.3 Verifica delle tensioni tangenziali	59
3.5.5.4 Verifica allo SLU senza armatura resistente a taglio	60
3.5.5.5 Verifica allo SLU con armatura resistente a taglio	61
3.5.6 Sezione a distanza 9,50 m dalla mezzeria (sezione 3)	62
3.5.6.1 Verifica delle tensioni normali	62
3.5.6.2 Verifica a rottura	63
3.5.6.3 Verifica delle tensioni tangenziali	64
3.5.6.4 Verifica allo SLU senza armatura resistente a taglio	65
3.5.6.5 Verifica allo SLU con armatura resistente a taglio	66

3.5.7 Sezione a distanza 11,50 m dalla mezzeria (sezione 4)	67
3.5.7.1 Verifica delle tensioni normali	67
3.5.7.2 Verifica a rottura.....	68
3.5.7.3 Verifica delle tensioni tangenziali	69
3.5.7.4 Verifica allo SLU senza armatura resistente a taglio.....	70
3.5.7.5 Verifica allo SLU con armatura resistente a taglio.....	71
3.5.8 Sezione a distanza 12,50 m dalla mezzeria (sezione 5)	72
3.5.8.1 Verifica delle tensioni normali	72
3.5.8.2 Verifica a rottura.....	73
3.5.8.3 Verifica delle tensioni tangenziali	74
3.5.8.4 Verifica allo SLU senza armatura resistente a taglio.....	75
3.5.8.5 Verifica allo SLU con armatura resistente a taglio.....	76
3.5.9 Sezione all'appoggio	77
3.5.9.1 Verifica delle tensioni normali	77
3.5.9.2 Verifica a rottura.....	78
3.5.9.3 Verifica delle tensioni tangenziali	79
3.5.9.4 Verifica allo SLU senza armatura resistente a taglio.....	80
3.5.9.5 Verifica allo SLU con armatura resistente a taglio.....	81
3.5.10 Riassunto verifiche a taglio	82
3.6 Stato limite di deformazione	82

4. SOLETTA **83**

4.1 Fase provvisoria	83
4.1.1 Analisi dei carichi.....	84
4.1.1 Caratteristiche della sezione e dei materiali.....	84
4.1.1.1 Sezione	84
4.1.1.2 Caratteristiche dei materiali	84
4.1.2 Sollecitazioni	85
4.1.3 Verifiche strutturali.....	85
4.2 Fase definitiva	87
4.2.1 Analisi dei carichi.....	87
4.2.2 Caratteristiche della sezione e dei materiali.....	88
4.2.2.1 Sezione	88
4.2.2.2 Caratteristiche dei materiali	89
4.2.3 Campata.....	89
4.2.3.1 Schema statico	89
4.2.3.2 Sollecitazioni.....	89
4.2.3.3 Verifiche strutturali	90
4.2.4 Sbalzo	92
4.2.4.1 Schema statico	92
4.2.4.1 Sollecitazioni.....	92
4.2.4.2 Verifiche strutturali	93

5. SOLETTA TRIANGOLARE A SBALZO **95**

5.1 Caratteristiche geometriche	95
5.2 Analisi dei carichi	95
5.3 Calcolo delle sollecitazioni.....	97
5.4 Caratteristiche dei materiali	98

5.5 Verifica della soletta – dir. X – X.....	99
5.5.1 Sezione in campata	99
5.5.2 Sezione all'incastro	99
5.6 Verifica della soletta – dir. Y – Y.....	100
5.6.1 Sezione in campata	100
5.6.2 Verifica a taglio	101
5.7 Verifica del cordolo laterale.....	102
5.7.1 Sezione in campata	103
5.7.2 Sezione all'incastro	103

6. APPOGGI **105**

6.1 Caratteristiche degli apparecchi di appoggio.....	105
6.2 Analisi dei carichi in fase statica	105
6.2.1 Calcolo delle deformazioni dovute a ritiro, variazione termica e fluage	105
6.2.2 Rotazioni	106
6.2.3 Carichi verticali su un appoggio	106
6.2.4 Forze orizzontali	106
6.2.5 Riassunto delle forze e delle rotazioni sugli appoggi	108
6.2.6 Combinazioni	108
6.3 Verifica statica degli appoggi – combinazione N_{max}	110
6.4 Verifica statica degli appoggi – combinazione $H_{Y,max}$	111
6.5 Verifica statica degli appoggi – combinazione $H_{X,max}$	112
6.6 Analisi dei carichi in fase sismica	113
6.6.1 Carichi verticali.....	113
6.6.2 Rotazioni	113
6.6.3 Forze orizzontali	113
6.7 Verifica sismica degli appoggi	114

7. VERIFICA DELLA SPALLA LATO SUD **117**

7.1 Trave pulvino	117
7.1.1 Sezione e schema statico.....	117
7.1.2 Caratteristiche dei materiali	118
7.1.3 Analisi dei carichi.....	118
7.2 Ripartizione delle sollecitazioni sulla palificata di micropali	122
7.3 Verifica dei micropali.....	122
7.3.1 Caratteristiche geotecniche	122
7.3.2 Caratteristiche geometriche	123
7.3.3 Combinazione A1+M1+R3 - statica	124
7.3.4 Combinazione sismica.....	126
7.4 Dimensionamento della piattabanda di fondazione.....	127
7.4.1 Analisi delle sollecitazioni	128
7.4.2 Verifica a flessione	130

7.4.3 Verifica a taglio	131
7.5 Verifica della trave paraghiaia	132
7.5.1 Verifica a flessione	132
7.5.2 Verifica a taglio	133
8. VERIFICA DELLA SPALLA LATO NORD	134
8.1 Caratteristiche geometriche trave pulvino	134
8.1.1 Sezione e schema statico	134
8.2 Analisi dei carichi relativi alla soletta triangolare	135
8.3 Verifica dei pali esistenti	135
8.3.1 Analisi delle sollecitazioni	135
8.3.2 Capacità portante	137
8.4 Analisi della piattabanda di fondazione esistente	140
8.4.1 Caratteristiche della sezione	140
8.4.2 Calcolo delle sollecitazioni	141
8.5 Verifiche tensionali allo SLE	141
8.6 Verifiche allo SLU	142
8.6.1 Verifica a flessione	142
8.6.2 Verifica a taglio	142
8.6.3 Verifica a torsione	146
8.7 Ripartizione delle sollecitazioni sulla palificata di micropali	149
8.8 Ripartizione delle sollecitazioni sulla palificata di micropali	152
8.8.1 Caratteristiche geometriche	152
8.8.2 Combinazione A1+M1+R3 – statica	153
8.8.3 Combinazione sismica	155
8.9 Dimensionamento della piattabanda di fondazione	156
8.9.1 Analisi delle sollecitazioni	157
8.9.2 Verifica a flessione	159
8.9.3 Verifica a taglio	160
8.10 Verifica della trave paraghiaia	161
8.10.1 Verifica a flessione	161
8.10.2 Verifica a taglio	162

1. PREMESSA

1.1 Descrizione della struttura esistente

Il ponte sul canale S.I.M.A. è costituito da un impalcato realizzato con travi in cemento armato precompresso semplicemente appoggiate su due spalle realizzate in corrispondenza degli argini del canale S.I.M.A. La disposizione delle travi prefabbricate è ortogonale all'asse del canale e dunque le stesse risultano disposte in maniera molto obliqua rispetto all'asse autostradale, come riportato nella seguente immagine.

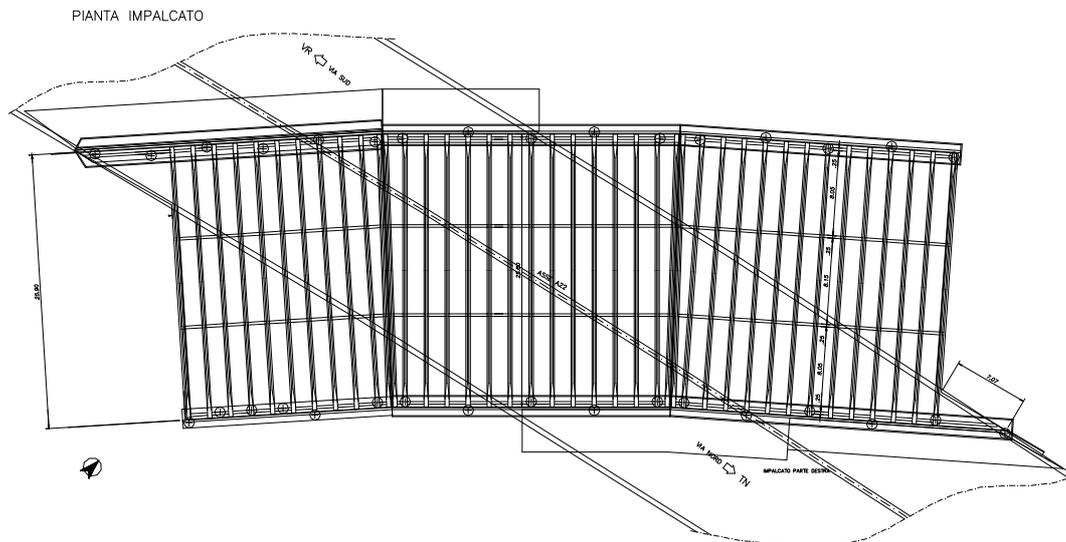


Figura 1.1 Pianta dell'impalcato stato di fatto

Le travi hanno sezione a "doppio T" alta 1,40 metri e sono prefabbricate in c.a.p., mentre la coazione è stata realizzata mediante trefoli aderenti pre-tesi. La soletta, di spessore pari a 22 cm, è in cemento armato gettato in opera. Le due spalle sono realizzate in cemento armato ordinario e fondate su pali di grosso diametro.



Figura 1.2 Vista planimetrica stato di fatto – MODIFICARE

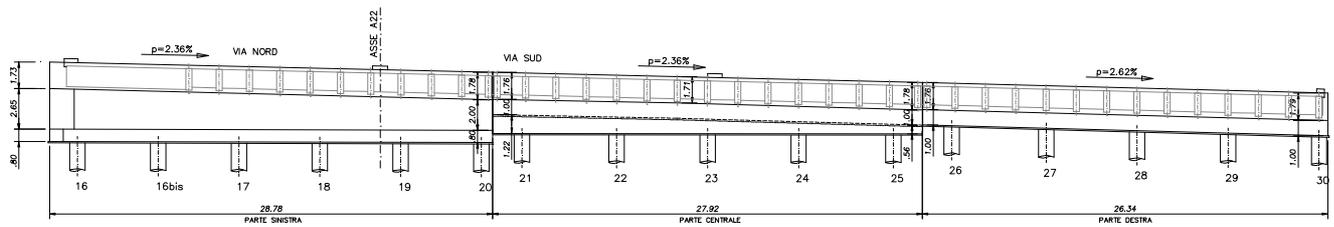


Figura 1.3 Sezione trasversale stato di fatto

L'impalcato è diviso in tre zone, parte sinistra, parte centrale e parte destra, costituite rispettivamente da 11, 15 e 14 travi di luce pari a 25 m collegate trasversalmente mediante due traversi di testata e due di campata realizzati con c.a.o. Le travi longitudinali hanno sezione a "doppio T" alta 1.40 metri e sono prefabbricate in c.a.p. con trefoli pre-tesi.

Le spalle, in cemento armato ordinario, sono fondate su pali $\phi 100$ cm, lunghi 25 m e sono costituite da trave pulvino e trave paraghiaia.

1.2 Descrizione dell'intervento

L'intervento previsto rientra nell'ambito del progetto di adeguamento geometrico della piattaforma autostradale nel tratto ricompreso tra le progressive km 201+285 e la prog. km 203+930 in corrispondenza della "salita di Affi". In virtù dell'andamento altimetrico del tracciato autostradale caratterizzato da una salita piuttosto pronunciata, è prevista in particolare la realizzazione di una corsia di transito dedicata ai mezzi pesanti. Tale intervento consentirà un maggiore deflusso veicolare nelle giornate di traffico più intenso e conseguentemente una riduzione notevole della pericolosità del tratto in questione.

Il progetto prevede in particolare l'allargamento di 4,50 m della carreggiata sud dell'autostrada, l'ampliamento delle opere d'arte ricomprese nel tratto citato in oggetto (il ponte sul canale S.I.M.A, oggetto di questa relazione di calcolo, e il viadotto delle Zuane) e la demolizione dei sovrappassi esistenti n° 68 e 69 seguita, in un secondo tempo, dalla realizzazione delle nuove strutture di scavalco nelle medesime posizioni.

Nell'ambito più specifico del ponte sul canale S.I.M.A, è previsto che quest'ultimo venga allargato mediante la realizzazione di un nuovo impalcato affiancato all'attuale.

Il ponte sul canale S.I.M.A. verrà allargato mediante il prolungamento delle spalle attuali, lungo gli argini del canale, e l'ampliamento dell'impalcato esistente.

In particolare le nuove spalle, in analogia alle esistenti, saranno realizzate in cemento armato ordinario e saranno fondate su micropali. L'impalcato sarà invece ampliato con il posizionamento di sei nuove travi in cemento armato precompresso a cavi aderenti con sezione a "doppio T ad ala larga" di altezza 140 cm e luce 27 m. L'ala superiore delle travi fungerà da cassero per la successiva realizzazione della soletta collaborante in cemento armato ordinario gettata in opera di spessore pari a 22 cm.

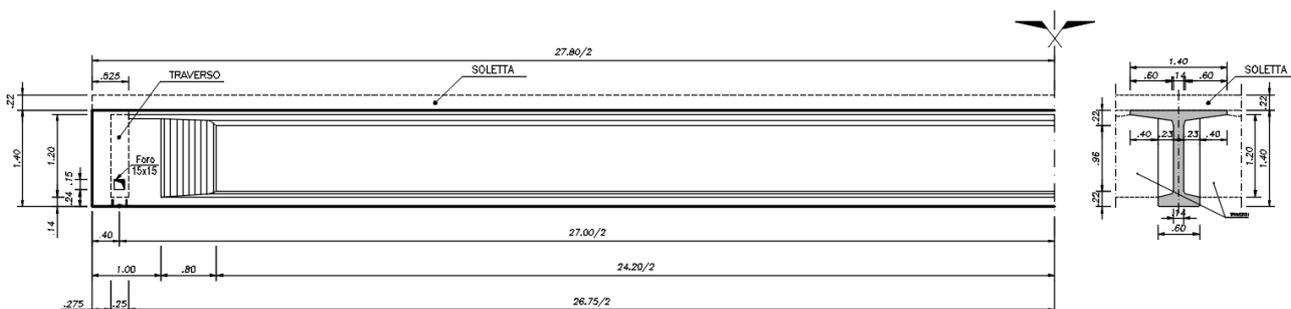


Figura 1.4 Prospetto e sezione della nuova trave

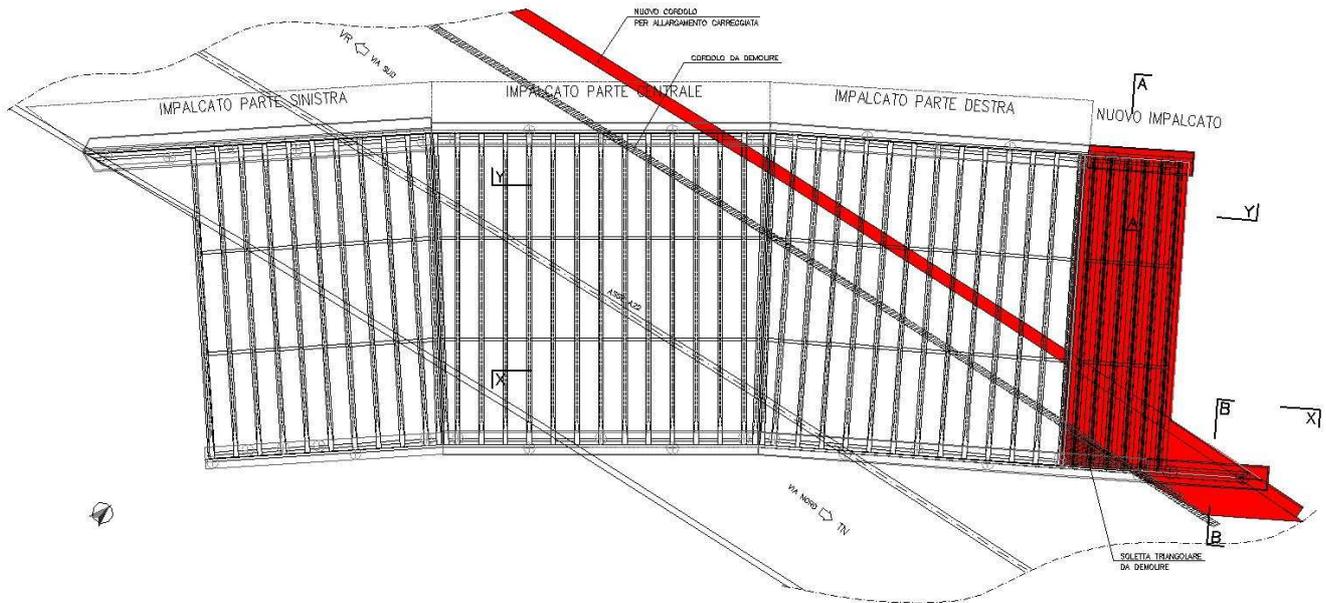


Figura 1.5 Pianta dell'impalcato stato di progetto

1.3 Descrizione della nuova struttura

1.3.1 Impalcato

Il nuovo impalcato è costituito da sei travi in cemento armato precompresso a cavi aderenti con sezione a "doppio T ad ala larga" di altezza 140 cm e luce 27 m; le singole travi, semplicemente appoggiate sulle due spalle e poste ad interasse pari a 1,40 m, saranno connesse trasversalmente per mezzo di due traversi di testata e due di campata e completate dal getto di una soletta di spessore pari a 22 cm.

Le caratteristiche geometriche della sezione corrente sono riportate in Figura 1.6.

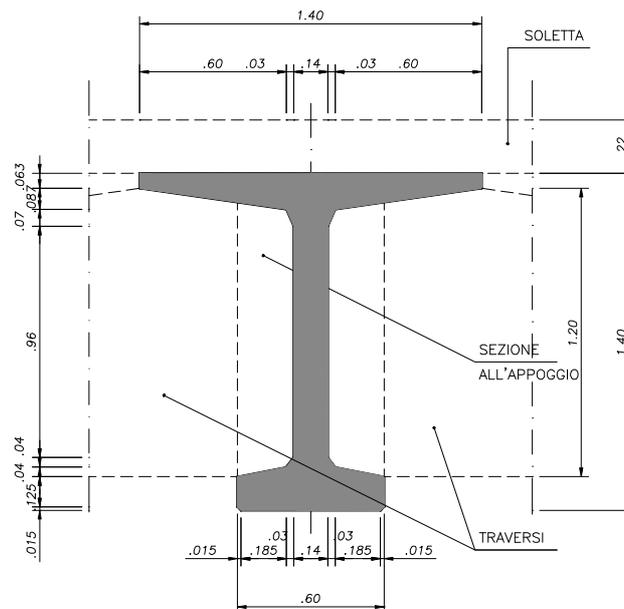


Figura 1.6 Sezione dell'impalcato

1.3.2 Appoggi

Per i nuovi appoggi si prevede l'impiego di appoggi in neoprene armato di tipo C (UNI EN 1337-3) aventi le caratteristiche specificate in tabella:

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI PER IL NUOVO IMPALCATO		
Dimensione nella direzione della trave	A	350 mm
Dimensione in direzione trasversale	B	500 mm
Spessore totale della gomma	h_g	80 mm
Numero strati di gomma	n	5
Spessore singolo strato di gomma	t_i	16 mm
Spessore armature	t_s	5 mm
Altezza totale del nucleo	h_{nuc}	130 mm
Altezza totale comprese le piastre d'acciaio	h_{tot}	148 mm
Modulo di elasticità tangenziale della gomma	G	0,90 N/mm ²
Rigidezza verticale	K_v	339 kN/mm
Rigidezza orizzontale	K_o	1.97 kN/mm

1.3.3 Spalle

Si prevede il prolungamento delle spalle in modo tale da garantire l'appoggio delle sei nuove travi. La geometria prevista è composta da un paraghiaia alto 180cm di spessore 40 cm e una piattabanda di sezione 200cm x100cm, fondata su micropali $\phi 200$ mm di lunghezza 14 m (16 per ogni spalla).

1.4 Caratteristiche dei materiali

Materiali come prescritti dal Decreto Ministeriale 14.01.2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni".

1.4.1 Calcestruzzo per pali di fondazione

Per la realizzazione dei micropali di fondazione in cemento armato delle spalle, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe $R_{ck} \geq 25$ N/mm², che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	→	$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 20,75$ N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	→	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 11,76$ N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione elastica	→	$\sigma_c = 0,60 \cdot f_{ck} = 12,45$ N/mm ²
Resistenza a trazione media	→	$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2,27$ N/mm ²
Resistenza a trazione	→	$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 1,586$ N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	→	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1,057$ N/mm ²

1.4.2 Calcestruzzo per opere di fondazione

Per la realizzazione della piattabanda di fondazione in cemento armato delle spalle e delle pile, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe $R_{ck} \geq 35$ N/mm², che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	→	$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 29,05$ N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	→	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 16,46$ N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione elastica	→	$\sigma_c = 0,60 \cdot f_{ck} = 17,43$ N/mm ²

Resistenza a trazione media	→	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} =$	2,83 N/mm ²
Resistenza a trazione	→	$f_{ctk} = 0,7 * f_{ctm} =$	1,98 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	→	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1,320 N/mm ²

1.4.3 Calcestruzzo per la soletta dell'impalcato

Per la realizzazione della soletta d'impalcato in cemento armato, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe Rck ≥ 45 N/mm², che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	→	$f_{ck} = 0,83 * R_{ck} =$	37,35 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	→	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c =$	21,17 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione elastica	→	$\sigma_c = 0,60 * f_{ck} =$	22,41 N/mm ²
Resistenza a trazione media	→	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} =$	3,35 N/mm ²
Resistenza a trazione	→	$f_{ctk} = 0,7 * f_{ctm} =$	2,346 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	→	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1,565 N/mm ²

1.4.4 Calcestruzzo per travi precomprese

Per la realizzazione dell travi in cemento armato precompresso, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe Rck ≥ 55 N/mm², che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	→	$f_{ck} = 0,83 * R_{ck} =$	45,65 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	→	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c =$	25,87 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione elastica	→	$\sigma_c = 0,60 * f_{ck} =$	27,39 N/mm ²
Resistenza a trazione media	→	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} =$	3,83 N/mm ²
Resistenza a trazione	→	$f_{ctk} = 0,7 * f_{ctm} =$	2,68 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	→	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1,788 N/mm ²

Nelle verifiche a t=0 si assume una resistenza Rckj pari a 45 N/mm²; si rimanda al paragrafo precedente per le caratteristiche del calcestruzzo.

1.4.5 Acciaio per cemento armato

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento, che presentano le seguenti caratteristiche:

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento f_y	≥450 MPa
Limite di rottura f_t	≥540 MPa
Allungamento totale al carico massimo A_{gt}	≥7%
Rapporto f_t/f_y	$1,13 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto $f_{y \text{ misurato}}/ f_{y \text{ nom}}$	≤ 1,25

Tensione di snervamento caratteristica	→	$f_{yk} \geq$	450,00 N/mm ²
Tensione caratteristica a rottura	→	$f_{tk} \geq$	540,00 N/mm ²
Tensione di calcolo elastica	→	$\sigma_s = 0,80 * f_{yk} =$	360,00 N/mm ²
Fattore di sicurezza acciaio	→	$\gamma_s =$	1,15
Resistenza a trazione di calcolo	→	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	391,30 N/mm ²

1.4.6 Copriferrì

Si adottano copriferrì pari a:

	Copri ferro - c_{\min} [mm]
FONDAZIONI	
Pali	50
Piattabande	50
ELEVAZIONE	
Fusti / Pulvini	50
Baggioli	40
Cordoli	40
IMPALCATO	
Soletta	40

1.5 Normativa di riferimento

La sicurezza strutturale è verificata tramite il metodo semiprobabilistico agli stati limite, applicando il **DM14/01/2008** “Norme Tecniche per le costruzioni” e relative Istruzioni.

In particolare viene verificata la sicurezza sia nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) sia nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE).

Inoltre si sono osservate le prescrizioni contenute nei seguenti documenti:

- **Circolare 2 febbraio 2009, n. 617** – Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008;
- **Legge 5 novembre 1971 n. 1086** - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;

1.6 Unità di misura

Si è adottato il Sistema Internazionale di unità SI.

Le forze sono espresse in kN o in MN:

$$1 \text{ kN} = 102 \text{ kg}$$

$$1 \text{ MN} = 1000 \text{ kN} = 102 \text{ tonn}$$

Le tensioni sono espresse in Megapascal o N/mm²:

$$1 \text{ MPa} = 1 \text{ N/mm}^2 = 1 \text{ MN/m}^2 = 10.2 \text{ kg/cm}^2 = 0.102 \text{ kg/mm}^2$$

1.7 Metodo di calcolo

Per il calcolo di sollecitazioni e deformazioni delle strutture si sono adottate le ipotesi di materiali linearmente elastici omogenei ed isotropi. Le analisi sono svolte nelle ipotesi di piccoli spostamenti e piccole deformazioni impiegando i criteri della Scienza e della Tecnica delle Costruzioni. La sicurezza strutturale è verificata tramite il metodo semiprobabilistico agli stati limite, applicando il DM14/01/2008 “Norme Tecniche per le costruzioni” e relative Istruzioni. In particolare viene verificata la sicurezza sia nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) sia nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE).

Le verifiche riportate nel presente documento rappresentano un estratto di tutte le verifiche effettuate. Si intende che, per quanto non riportato nella presente relazione, sono stati adottati i criteri di verifica sopra citati, controllando resistenza, stabilità e deformabilità con i medesimi coefficienti di sicurezza ed utilizzando i carichi definiti nella presente relazione.

La ricerca dei parametri di sollecitazione è stata fatta secondo le disposizioni di carico più gravose avvalendosi in alcuni casi di codici di calcolo automatico per l’analisi strutturale.

1.7.1 Codici di calcolo

Secondo quanto dettato dalle vigenti Norme Tecniche sulle Costruzioni si indicano l’origine e le caratteristiche dei codici di calcolo automatico con l’ausilio dei quali sono effettuate le analisi strutturali.

L’analisi delle sollecitazioni è stata effettuata modellando la struttura con il programma agli elementi finiti Straus7, del quale si indicano nel seguito l’origine e le caratteristiche:

Origine e autore:	Strand7 Pty Ltd (formerly G+D Computing Pty Ltd)
Titolo:	Straus 7
Produttore:	Strand7 Pty Ltd
Versione:	Release 2.4.4

Il codice di calcolo Straus 7 è ampiamente suffragato e diffuso.

Quanto oggi è richiesto formalmente al § 10.2 del Testo Unico: “Analisi e verifiche svolte con l’ausilio di codici di calcolo” viene normalmente svolto come abitudine professionale.

Esiste un *Verification Manual* contenente 144 test di validazione organizzati in modo sistematico per trattare la casistica delle applicazioni fondamentali del codice. Gli esempi sono strutturati sulla falsariga dei cosiddetti “benchmark”, utilizzando, ove esistenti, i problemi di riferimento proposti da organizzazioni internazionali note quali ad esempio la NAFEMS.

Esiste inoltre un *Theoretical Manual* contenente, indicazioni esaurienti sull'architettura del sistema e sulle scelte di metodo a base delle implementazioni seguite, sia per quanto attiene agli aspetti algoritmici, che per quanto riguarda la stabilità e robustezza propriamente numeriche.

1.7.2 Analisi statica

Per il calcolo di sollecitazioni e deformazioni delle strutture si sono adottate le ipotesi di materiali linearmente elastici. Le analisi sono svolte nelle ipotesi di piccoli spostamenti e piccole deformazioni impiegando i criteri della Scienza e della Tecnica delle Costruzioni.

La fase di verifica è stata condotta adottando il metodo di verifica semiprobabilistico agli stati limite. Le verifiche riportate nel presente documento rappresentano un estratto di tutte le verifiche effettuate. Si intende che, per quanto non riportato nella presente relazione, sono stati adottati i criteri di verifica sopra citati, controllando resistenza, stabilità e deformabilità con i medesimi coefficienti di sicurezza ed utilizzando i carichi definiti nella presente relazione.

1.7.3 Analisi sismica

Gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l'opera a realizzarsi deve assolvere durante un evento sismico; nel caso di specie per la funzione che l'opera deve espletare nella sua vita utile, è significativo calcolare lo Stato Limite di Danno (SLD) per l'esercizio e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

Vista la tipologia strutturale (ponte con travi semplicemente appoggiate), l'analisi è stata condotta per mezzo dell'analisi statica lineare.

1.7.4 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico considerate ai fini delle verifiche sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto ai p.ti 5.1.3.12 e 2.5.3 del D.M. 14/01/2008.

Ai fini delle verifiche degli stati limite strutturali si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

1) – **Combinazione fondamentale**, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

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

2) – **Combinazione caratteristica (rara)**, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

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

3) – **Combinazione frequente**, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

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

4) – **Combinazione quasi permanente** (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

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

5) – **Combinazione sismica**, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

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

6) – **Combinazione eccezionale**, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

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

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

Le combinazioni di carico significative adottate per valutare le sollecitazioni in campo statico sono riassunte in tabella.

Combinazioni A1 STR		g ₁	g ₂ ⁽²⁾	g ₃	ε ₂	ε ₃	ε ₄	q ₁	q ₃	q ₄	q ₅	q ₆
		Peso str.	Perm.por.	Spinte	Ritiro Visc.	ΔT	Ced. vinc.	C. mobili	Frenata	F. centrif.	Vento Neve	Sisma
S.L.U. (Comb. Fond.)	U I	1,35 (1,0)	1,5 (0,0)	1,5 (0,0)	1,2 (0,0)	1,2 (0,0)	1,2 (0,0)	0,0	0,0	0,0	1,5	-
	U II (1)	1,35 (1,0)	1,5 (0,0)	1,5 (0,0)	1,2 (0,0)	1,2 (0,0)	1,2 (0,0)	1,35 (0,0)	0,0	0,0	0,9 (*)	-
	U III (2a)	1,35 (1,0)	1,5 (0,0)	1,5 (0,0)	1,2 (0,0)	1,2 (0,0)	1,2 (0,0)	(**) (0,0)	1,5	0,0	0,9 (*)	-
	U IV (2b)	1,35 (1,0)	1,5 (0,0)	1,5 (0,0)	1,2 (0,0)	1,2 (0,0)	1,2 (0,0)	(**) (0,0)	0,0	1,5	0,9 (*)	-
S.L.E. - T. A. (Comb. Rara.)	T I	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,0	0,0	0,0	1,0	-
	T II	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,0	0,0	0,6 (***)	-
	T III	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	(****) (0,0)	1,0	0,0	0,6 (***)	-
	T IV	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	(****) (0,0)	0,0	1,0	0,6 (***)	-
S.L.E. Fess. (a)	Q. P.	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0 (*****)	-
	FR.	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	(****) (0,0)	0,0	0,0	0,0 (*****)	-

(2) Nel caso in cui i permanenti non strutturali siano compiutamente definiti si possono usare i coefficienti validi per le azioni permanenti strutturali.

(*) risulta dallo 0,6 x 1,5 previsto per il vento a ponte carico - la neve non va mai considerata a ponte carico

(**) devo utilizzare il valore frequente (vedi tabella 5.1.IV pag 167): 1,35 x 0,75 = 1,0125 per il carico tandem schema 1
1,35 x 0,40 = 0,54 per il carico distribuito schema 1

(***) risulta dallo 0,6 x 1,0 previsto per il vento a ponte carico (combinazione rara)

(****) devo utilizzare il valore frequente (vedi tabella 5.1.IV pag 167): 1,00 x 0,75 = 0,75 per il carico tandem schema 1
1,00 x 0,40 = 0,40 per il carico distribuito schema 1

(*****) poiché il coefficiente Y2 è pari a 0 per SLU e SLE (tabella 5.1.VI)

Si precisa che nell'analisi sismica gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

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

I valori del coefficiente ψ_{2i} sono quelli riportati nella tabella 2.5.I della norma; la stessa propone nel caso di ponti, e più in generale per opere stradali, di assumere per i carichi dovuti al transito dei mezzi $\psi_{2i} = 0.2$ (condizione cautelativa). Data la natura dell'opera in progetto, così come previsto dalla norma, si assume $\psi_{2i} = 0.00$.

Nella formula relativa alla combinazione degli effetti dell'azione sismica, detta E l'azione sismica per lo stato limite e la classe di importanza in esame, gli effetti delle tre componenti sismiche sono state combinate secondo la formula:

$$E = E_x + 0.30E_y + 0.3E_z$$

con rotazione degli indici, per dare le tre condizioni di sollecitazione SISMA X, SISMA Y e SISMA Z.

Gli stati limite ultimi delle opere interrato si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso, determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono l'opera.

Le verifiche agli stati limite ultimi devono essere eseguiti in riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU): collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR): raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Le verifiche saranno condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 1", utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 5.1.V per i parametri geotecnici e le azioni, nella Tabella 6.2.II per i parametri del terreno, e nella Tabella 6.4.II e 6.4.III per i parametri di resistenza di strutture di fondazione su pali.

VERIFICHE GEOTECNICHE

Approccio 1

Combinazione 1: (A1+M1+R1) (STR)
Combinazione 2: (A2+M1+R2) (GEO)

Approccio 2

(A1+M1+R3) (Nelle verifiche strutturali γ_R non si considera)

Tabella 6.2.I/5.1.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0.90	1.00	1.00
	sfavorevoli		1.10	1.35	1.00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.35	1.35	1.15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0.90	1.00	1.00
	sfavorevoli		1.00 ⁽³⁾	1.00 ⁽⁴⁾	1.00
Ritiro e viscosità, Variaz. termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.20	1.20	1.00

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

Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
		γ_M		
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.00	1.40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1.00	1.00

Tabella 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno

PARAMETRO	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.4$

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi si definiscono le seguenti combinazioni:

- 1A) STR $\Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$
 1B) GEO $\Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$
 6) Eccezionale $\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (fessurazione) si definiscono le seguenti combinazioni:

- 2) Rara $\Rightarrow G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$
 3) Frequente $\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{1i} \cdot Q_{ki}$
 4) Quasi permanente $\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

Per la condizione sismica, le combinazioni per gli stati limite ultimi da prendere in considerazione sono le seguenti:

- 5) STR $\Rightarrow E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

dove E è l'azione sismica per lo stato limite e la classe di importanza in esame, come descritto in precedenza.

2. ANALISI DEI CARICHI

2.1 Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento

2.1.1 Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.I

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

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

L'opera rientra nella categoria 2 *Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale* per cui viene fissato $V_N \geq 50$ anni.

2.1.2 Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise quattro classi d'uso a seconda dell'importanza dell'opera.

La struttura in esame viene classificata come di **classe IV**: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

2.1.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N C_U = 50 \text{ anni} \times 2 = 100 \text{ anni}$$

Relativamente alla classe d'uso IV, il valore del coefficiente d'uso C_U è fissato a 2. Ad un periodo di riferimento di 100 anni per l'azione sismica corrisponde un tempo di ritorno T_r pari a 949 anni.

2.2 Azioni permanenti

2.2.1 Peso proprio degli elementi strutturali – g1

Per il calcestruzzo si è utilizzato un peso specifico di 25 kN/m^3 .

Per l'impalcato risulta:

- Travi nuove $25 \times 0,4109 = \mathbf{10,27 \text{ kN/m}}$
- Travi esistenti $25 \times 0,2860 = \mathbf{7,15 \text{ kN/m}}$
- Traversi $25 \times 1,21 \times (1,40 - 0,14) \times 0,25 = \mathbf{9,53 \text{ kN}}$
- Soletta $25 \times 0,22 = \mathbf{5,50 \text{ kN/m}^2}$

2.2.2 Carichi permanenti portati – g2

I carichi permanenti portati sono dati da:

- peso della pavimentazione: **4,05 kN/m²**
- peso getto integrativo cordolo in c.a.:
 - Dimensione del cordolo 120 cm x 35 cm
 - Peso specifico materiale 25 kN/m³
 - Peso del cordolo (1,20x0,35x25) **10,50 kN/m**
- peso della barriera di sicurezza:
 - Sicurvia classe H4 **1,24 kN/m**
- peso della barriera antirumore:
 - Barriera h=4,35m **6,50 kN/m**

Nel modello agli elementi finiti si ripartiscono sulla soletta il peso del getto integrativo per la realizzazione del cordolo, il peso del sicurvia e della barriera antirumore, ottenendo:

- peso di cordolo, sicurvia e b.a.: $(10,50+1,24+6,50) \times 10,00 \text{ m} / 230 \text{ m}^2 =$ **0,80 kN/m²**

Complessivamente i carichi permanenti portati sulla soletta pavimentata dell'allargamento sono pari a:

$$4,00 + 0,80 \text{ kN/m}^2 = \mathbf{4,85 \text{ kN/m}^2}$$

In corrispondenza della parte di soletta non soggetta al transito dei mezzi si assume un carico pari al peso di circa 30 cm di terreno:

- peso del terreno: **5,20 kN/m²**

con un carico complessivo pari a:

$$5,20 + 0,80 \text{ kN/m}^2 = \mathbf{6,00 \text{ kN/m}^2}$$

2.3 Azioni variabili da traffico q₁

Si adottano i carichi accidentali come da D.M. 14/01/2008 "Norme tecniche per le costruzioni" come definite al § 5.1.3 per ponti di prima categoria.

La disposizione delle travi prefabbricate è ortogonale all'asse del canale e dunque le stesse risultano disposte in maniera molto obliqua rispetto all'asse autostradale; questo ha portato alla necessità di valutare le sollecitazioni provocate dai carichi mobili mediante un modello agli elementi finiti, rappresentato in figura.

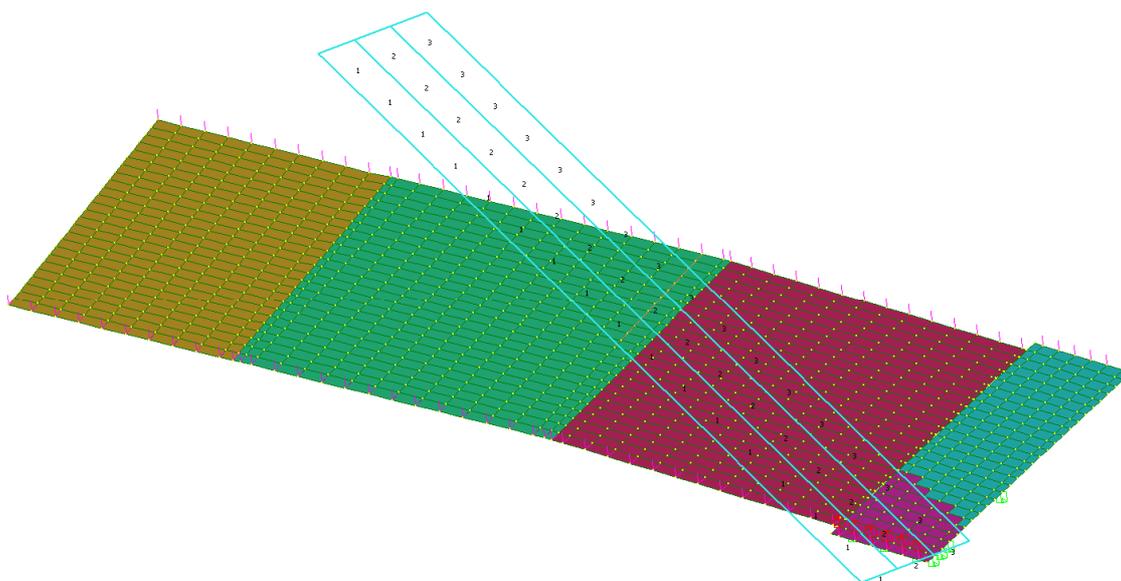


Figura 2.1 Definizione della posizione delle corsie convenzionali

Le tre colonne di carico mobile che possono interessare l'impalcato che costituisce l'allargamento sono rappresentate in *Figura 2.1* e sono identificate con i numeri 1, 2 e 3. Definite le corsie convenzionali descritte nella normativa (meglio illustrate nel *paragrafo 2.3.1*), il programma dispone i carichi in senso trasversale e longitudinale in modo tale da massimizzare le sollecitazioni sui *response variable*, definiti in corrispondenza dei nodi significativi della struttura; in particolare sono stati individuati 18 punti di controllo del momento flettente e 6 punti di controllo del taglio.

Il programma ha generato dall'analisi 48 casi di carico ovvero un uguale numero di disposizioni delle corsie convenzionali in grado di massimizzare momenti flettenti e tagli in corrispondenza di questi 24 punti, la cui posizione è rappresentata in *Figura 2.2*; in particolare sono indicati con colore blu i punti di controllo del momento flettente e con colore rosso quelli del taglio; le travi di colore verde rappresentano quelle nuove previste in progetto e quelle gialle le travi esistenti.

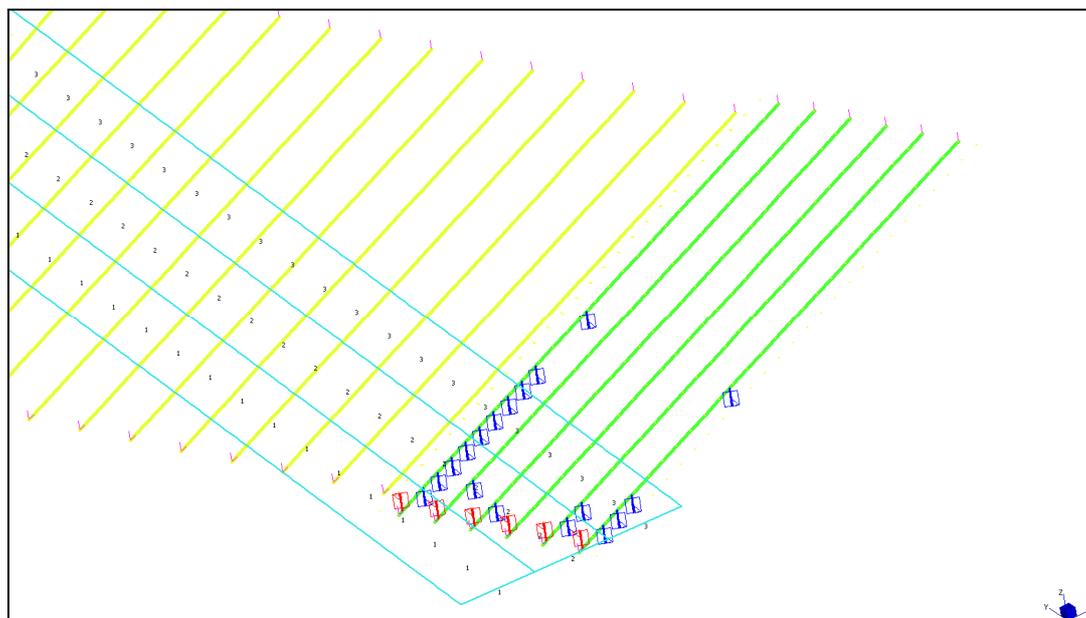


Figura 2.2 Posizione dei response variables

Le travi sono state modellate con con elementi *beam* e la soletta con *plate*. Le travi sono semplicemente appoggiate in corrispondenza delle spalle, queste ultime non rappresentate nel modello.

È stato modellato tutto l'impalcato; nella figura che segue si distinguono con colori diversi l'impalcato di sinistra, quello centrale, quello di destra e l'impalcato nuovo (che vista la conformazione delle travi nuove ad ala superiore larga forma un piano continuo all'estradosso).

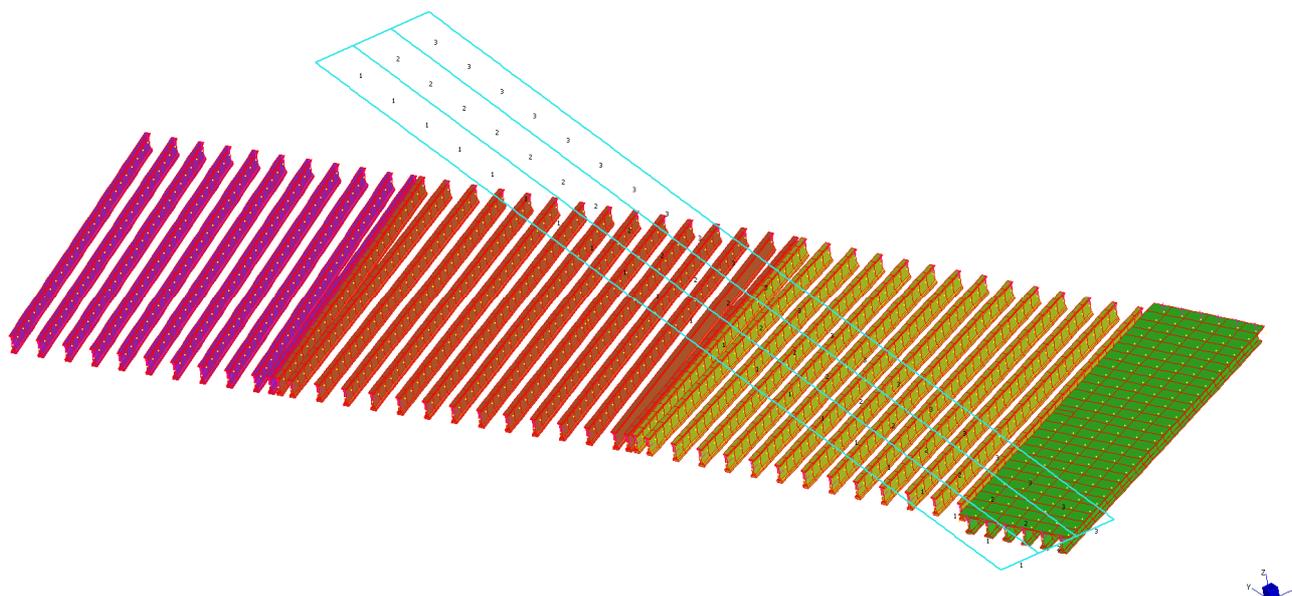


Figura 2.3 Rappresentazione schematica delle travi nel modello

2.3.1 Definizione delle corsie convenzionali

Le larghezze w_i delle corsie convenzionali su una carreggiata ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie su di essa sono indicati nella figura 5.1.1 e nella tabella 5.1.I del D.M. 14/01/2008.

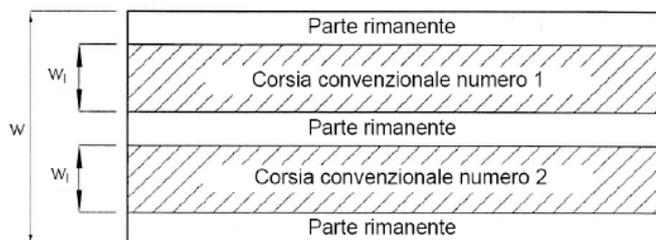


Figura 5.1.1 - Esempio di numerazione delle corsie

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

Tabella 5.1.I - Numero e larghezza delle corsie

Vista la particolare geometria del ponte, per la verifica della parte nuova di impalcato sono state considerate 3 corsie di larghezza pari a 3,00 m come previsto dalla normativa di riferimento.

La disposizione e la numerazione delle corsie è stata 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 sono state valutate per mezzo

del programma agli elementi finiti in modo tale che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli.

Per ciascuna singola verifica e per ciascuna corsia convenzionale, si applicano gli schemi di carico definiti nel seguito per una lunghezza e per una disposizione longitudinale, tali da ottenere l'effetto più sfavorevole.

2.3.2 Schemi di carico

Si riportano di seguito gli schemi di carico previsti dalla normativa di riferimento che sono stati assunti nei calcoli. Essi definiscono le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici: Schema di Carico 1: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in *Figura 2.4*. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

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, come mostrato in *Figura 2.4*. 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.

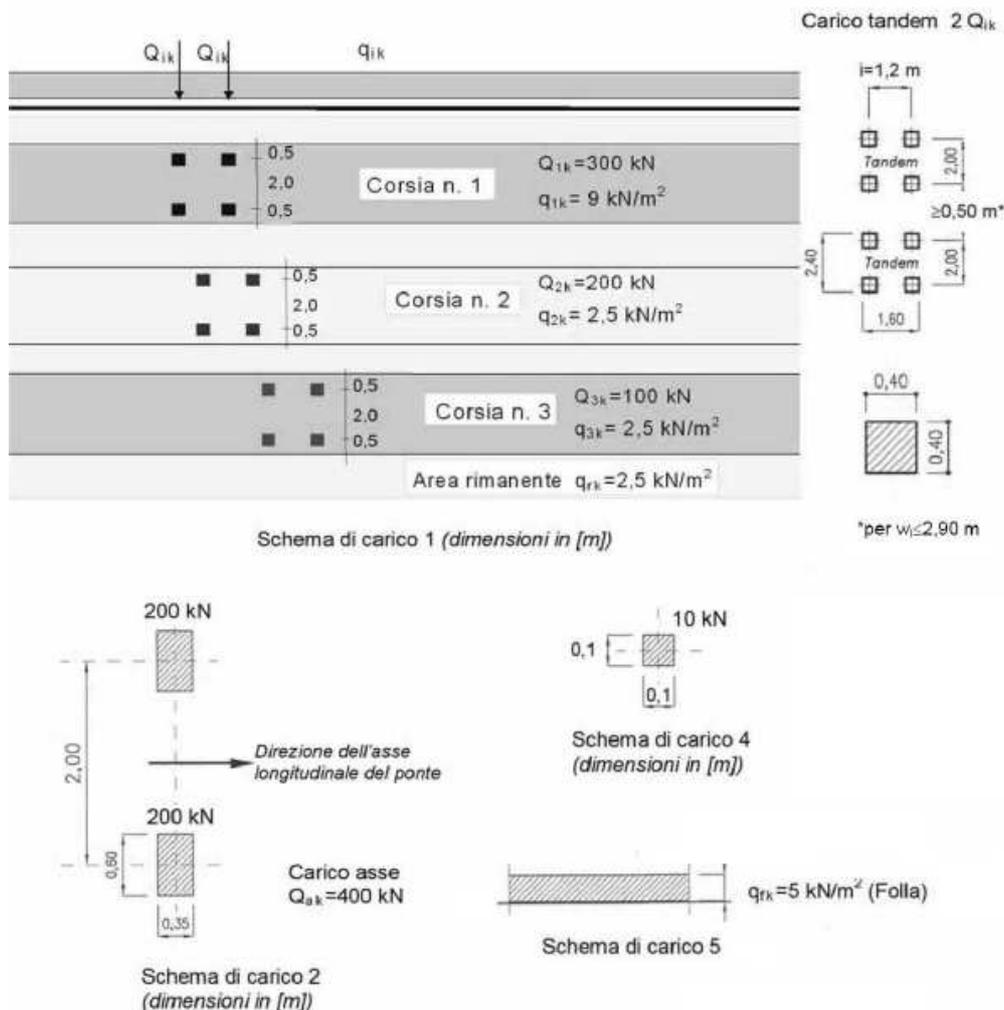


Figura 2.4 Schemi di carico

2.3.3 Calcolo delle strutture secondarie di impalcato

I carichi concentrati da considerarsi ai fini delle verifiche locali ed associati agli Schemi di Carico 1, 2, 3 e 4 si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta. La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire secondo un angolo di 45°, fino al piano medio della struttura della soletta sottostante (figura 5.1.3.a della normativa).

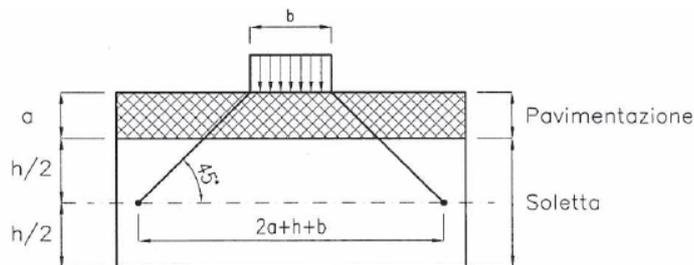


Figura 2.5 Diffusione dei carichi concentrati nelle solette

Ai fini del calcolo delle strutture secondarie dell'impalcato (solette, marciapiedi, traversi, ecc.) sono stati presi in considerazione i carichi già definiti in precedenza, nelle posizioni di volta in volta più gravose per l'elemento considerato. In alternativa si considera, se più gravoso, il carico associato allo Schema 2, disposto nel modo più sfavorevole e supposto viaggiante in direzione longitudinale.

2.4 Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione – q_3

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

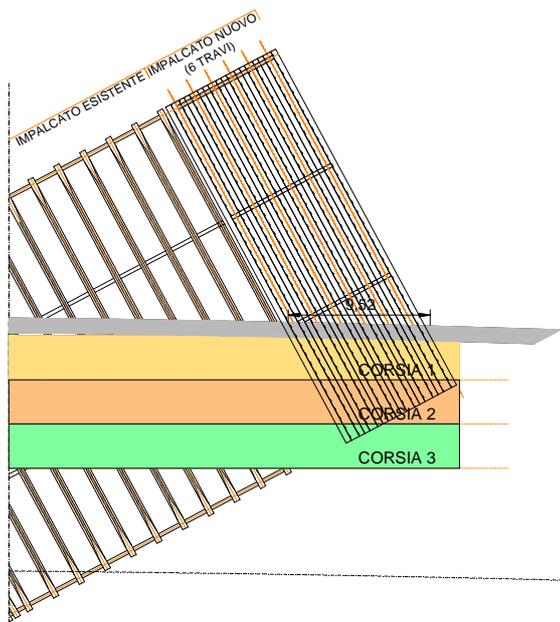
$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6(2 Q_{1k}) + 0,10 q_{1k} \times w_l \times L = 386 \text{ kN} \leq 900 \text{ kN}$$

$$q_3 = 0,6 \times (2 \times 300\text{kN}) + 0,10 \times 9 \text{ kN/m}^2 \times 3,00\text{m} \times 21,00\text{m} = 416,70 \text{ kN}$$

essendo w_l la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata, che si assume prudenzialmente pari alla lunghezza massima della corsia più esterna, comprensiva della zona di soletta triangolare (circa 21 m).

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

La forza, agente nella direzione di transito dei mezzi sarà scomposta per ottenere le componenti in direzione parallela



2.5 Azione del vento - q_5

L'azione del vento sull'impalcato può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte. Tale azione si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite.

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

Nell'analisi dell'allargamento la condizione di ponte scarico non si distingue da quella di ponte carico vista la maggiore altezza della barriera antirumore prevista –pari a 4,00m- rispetto all'altezza della parete che simula i carichi mobili.

2.5.1 Velocità di riferimento

La velocità di riferimento v_b è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II), mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni.

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche v_b è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \quad \text{per } a_s \leq a_0$$
$$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove:

$v_{b,0}$, a_0 , k_a parametri forniti nella Tab. 3.3.I e legati alla regione in cui sorge la costruzione in esame. Rivoli Veronese si trova in *Zona 1*: $v_{b,0} = 25\text{m/s}$, $a_0 = 1000 \text{ m}$, $k_a = 0.010 \text{ 1/s}$
 $a_s = 191 \text{ m s.l.m.}$ è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione.

2.5.2 Pressione del vento

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b C_e C_p C_d$$

dove:

q_b è la pressione cinetica di riferimento $q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 = 391 \text{ N/m}^2$

C_e è il coefficiente di esposizione;

C_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento;

C_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali. Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente.

2.5.3 Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione C_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200 \text{ m}$, esso è dato dalla formula:

$$C_e(z) = k_r^2 C_t \ln(z/z_0) [7 + C_t \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$C_e(z) = C_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

dove:

k_r , z_0 , z_{\min} sono assegnati in Tab. 3.3.II in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In mancanza di analisi specifiche, la categoria di esposizione è assegnata nella Fig. 3.3.2 in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno definita in Tab. 3.3.III.

Classe di rugosità del terreno D Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,....).

Categoria di esposizione II (distanza dal mare: 100 km circa)

$k_r = 0,19$ $z_0 = 0,05m$ $z_{min} = 4m$

c_t è il coefficiente di topografia. È posto generalmente pari a 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane.

La valutazione dell'altezza di riferimento da assumere per la determinazione del coefficiente di esposizione è stata fatta con riferimento alla quota del punto più basso dell'avallamento.

	z [m]	C_e [-]
Vento su impalcato	5.13	1.94
Vento su camion	7.29	2.16
Vento su Barriera Antirumore	8.26	2.23

2.5.4 Coefficienti di forma

Impalcato

Nel caso di più travi disposte parallelamente a distanza d non maggiore del doppio dell'altezza h , la circolare esplicativa alle NTC 2008, n° 617 del 02 febbraio 2009, al paragrafo C.3.3.10.4.2, definisce il valore della pressione sull'elemento successivo pari a quello sull'elemento precedente moltiplicato per un coefficiente di riduzione dato da:

$$\begin{aligned} \mu &= 1-1,2 \varphi && \text{per } \varphi \leq 2/3 \\ \mu &= 0,2 && \text{per } \varphi > 2/3 \end{aligned}$$

Per $d/h \geq 5$ gli elementi vengono considerati come isolati.

Per $2 < d/h < 5$ si procede all'interpolazione lineare.

Dove con φ si è indicato il rapporto S_p/S , ovvero con S la superficie delimitata dal contorno della trave, con S_p la superficie della parte piena della trave. Per travi ad anima piena, $\varphi = 1$. La pressione totale va considerata agente solo su S_p e va valutata utilizzando i seguenti valori per il coefficiente c_p :

- $c_p = 2 - 4/3\varphi$ per $0 \leq \varphi \leq 0.3$
- $c_p = 1.6$ per $0.3 \leq \varphi \leq 0.8$
- $c_p = 2.4 - \varphi$ per $0.8 \leq \varphi \leq 1$

$$c_p = 1.4$$

Interasse travi nuove d_n

Altezza massima dell'impalcato (1.40+0,22+0,35)

Rapporto d_n/h

Coefficiente di riduzione

Vento sulla prima trave $p_1 = 0.391 \times 1.4 \times 1.94 \times 1.97m$

Vento sulla seconda trave $p_2 = \mu \times p_1$

Vento sulla terza trave $p_3 = \mu \times p_2$

Vento sulla quarta trave $p_4 = \mu \times p_3$

Vento complessivo $p_v = p_1 + p_2 + p_3 + p_4$

$$d_n = 1,40m$$

$$h = 1,97 m$$

$$d_n/h = 0,71 < 2,00$$

$$\mu = 0,20$$

$$p_1 = 2,09 \text{ kN/m}$$

$$p_2 = 0,42 \text{ kN/m}$$

$$p_3 = 0,08 \text{ kN/m}$$

$$p_4 = 0,02 \text{ kN/m}$$

$$p_v = 2,61 \text{ kN/m}$$

Il vento sulle successive travi fornisce un contributo irrilevante; si assume perciò un vento di entità pari a 2,61 kN/m.

Camion

Per il camion si considera un $c_p = 1,20$

Faccia sopravento	c_p	=	0,80
faccia sottovento	c_p	=	-0,40
Altezza della sagoma del camion	h	=	3,00 m
Vento sul camion	p_v	=	3,04 kN/m

Barriera antirumore

Per la barriera antirumore si considera un $c_p = 1,20$

Faccia sopravento	c_p	=	0,80
faccia sottovento	c_p	=	-0,40
Altezza della barriera	h	=	4,35 m
Vento su B.A. $p_v = 0.391 \times 2.23 \times 1.20 \times 1.00 + 0.80$	q_v	=	1,85 kN/m ²
Forza per unità di lunghezza	p_v	=	8,03 kN/m

La pressione dinamica dovuta al passaggio dei veicoli, come si ricava dalla UNI EN 1794-1, per traffico di veicoli all'aria aperta alla distanza di 3.0 metri dal dispositivo per la riduzione del rumore ed a velocità maggiori di 120 km/h vale: $p_{veicolo} = \pm 0.800 \text{ kN/m}^2$

Tale azione dinamica, secondo la UNI EN 1794-1, si può assumere concomitante al carico del vento di progetto.

2.6 Azioni sismiche- q_6

Per la determinazione degli effetti di tali azioni si fa riferimento alle sole masse corrispondenti ai pesi propri ed ai sovraccarichi permanenti, considerando nullo il valore quasi permanente delle masse corrispondenti ai carichi da traffico.

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A: "Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi 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"), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R .

La vita nominale (V_N) dell'opera è stata assunta pari a 50 anni.

La classe d'uso assunta è la IV.

Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso vale:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 100 \text{ anni}$$

I valori di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente è:

$$P_{VR}(\text{SLV}) = 10\%$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R espresso in anni, vale:

$$T_R(\text{SLV}) = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = 949 \text{ anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma, è possibile definire i valori di a_g , F_0 , T_c^* .

- a_g → accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria C, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;
- F_0 → valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* → periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;
- S → coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_t);

Il ponte oggetto di questa relazione è ubicato nel comune di **Rivoli Veronese** in provincia di Verona (Veneto). La località presenta le seguenti coordinate topografiche:

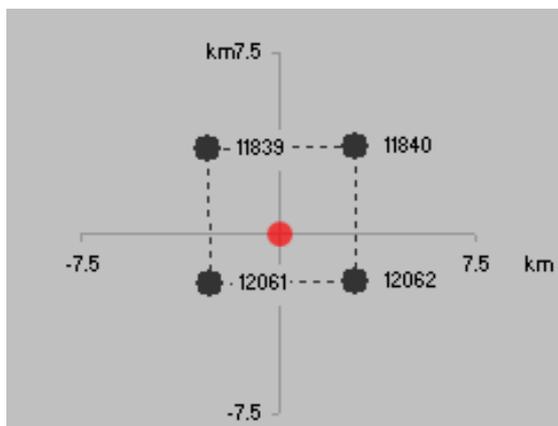
- LONGITUDINE: 10.8128° E
- LATITUDINE: 45.5734° N



Figura 2.6 Individuazione delle coordinate del ponte

Interpolando tra i quattro nodi del reticolo in cui il sito è contenuto, si determinano i valori dei tre parametri che definiscono le forme spettrali al variare del tempo di ritorno:

T_r [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
30	0.044	2.497	0.232
50	0.059	2.549	0.240
72	0.072	2.491	0.248
101	0.085	2.456	0.258
140	0.100	2.416	0.263
201	0.117	2.412	0.269
475	0.165	2.434	0.276
975	0.212	2.463	0.281
2475	0.297	2.394	0.289



2.6.1 Stati limite e relative probabilità di superamento

Gli **stati limite di esercizio** sono:

- *Stato Limite di Operatività (SLO)*: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- *Stato Limite di Danno (SLD)*: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, 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 di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli **stati limite ultimi** sono:

- *Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)*: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- *Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)*: a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Poiché il periodo di riferimento per la costruzione in esame è $V_R = 100$ anni ad ogni stato limite si attribuisce il tempo di ritorno che definisce l'intensità dell'evento sismico (forma spettrale).

Stato limite		Probabilità di superamento nel periodo di riferimento, Pvr (%)	Tempo di ritorno per la definizione dell'azione sismica, Tr (anni)
SLE	SLO	81%	60
	SLD	63%	101
SLU	SLV	10%	949
	SLC	5%	1950

I valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL sono:

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	60	0,065	2,519	0,244
SLD	101	0,085	2,456	0,257
SLV	949	0,210	2,462	0,281
SLC	1950	0,272	2,411	0,287

2.6.2 Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche

Categorie di sottosuolo:

Per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento. Per il ponte oggetto di questa relazione di calcolo si è assunto prudenzialmente un **suolo di categoria C**.

Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti 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).

Condizioni topografiche:

Per configurazioni topografiche superficiali semplici si adotta la classificazione riportata nelle Norme Tecniche 2008. Per il ponte in esame si assume una **categoria topografica T1**:

Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$.

2.6.3 Valutazione dell'azione sismica

L'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti. Le componenti sono descritte dall'accelerazione massima e dal relativo spettro di risposta attesi in superficie.

2.6.3.1 Spettro di risposta elastico in accelerazione

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} .

Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4.0 s. Per strutture con periodi fondamentali superiori lo spettro deve essere definito da apposite analisi ovvero l'azione sismica deve essere descritta mediante accelerogrammi.

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{aligned} 0 < T < T_B: & \quad S_e = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\ T_B < T < T_C & \quad S_e = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\ T_C < T < T_D: & \quad S_e = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\ T > T_D: & \quad S_e = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right) \end{aligned}$$

nelle quali T ed S_e sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale.

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione $S = S_S \cdot S_T$ essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica (vedi Tab. 3.2.V) e S_T il coefficiente di amplificazione topografica (vedi Tab. 3.2.VI);

η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione $\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55$ dove ξ , (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

F_o è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da

$T_C = C_C \cdot T_C^*$ dove T_C^* è definito al § 3.2 e C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vedi Tab. 3.2.V);

T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad 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 $T_D = 4,0 a_g / g + 1,6$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi coincide nel caso in esame con lo spettro elastico $S_e(T)$ perché il fattore di struttura q è stato assunto pari a 1,00.

Amplificazione stratigrafica:

Per le categorie di sottosuolo B, C, D ed E i coefficienti S_S e C_C possono essere calcolati, in funzione dei valori di F_0 e T_C^* relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nella Tab. 3.2.V delle norme tecniche 2008, nelle quali g è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_{gr}}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_{gr}}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_{gr}}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_{gr}}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Per la categoria di sottosuolo **C** al variare dello stato limite considerato si determinano, per la struttura in esame, i valori dei parametri S_S e C_C sono i seguenti:

Stato limite	S_S	C_C
SLO	1,500	1,672
SLD	1,500	1,643
SLV	1,389	1,597
SLC	1,306	1,585

Amplificazione topografica:

Si utilizzano i seguenti valori del coefficiente S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	T_C
T_1	-	1,0
T_2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T_3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T_4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Per la categoria topografica T_1 il coefficiente S_T è pari a 1.

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale è definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{aligned}
 0 < T < T_B: & \quad S_e = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_V} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B < T < T_C & \quad S_e = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \\
 T_C < T < T_D: & \quad S_e = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T > T_D: & \quad S_e = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

nelle quali T e S_{ve} sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale verticale e F_V è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_V = 1.35 F_O (a_g / g)^{0.5}$$

I valori di a_g , F_O , S , η sono definiti nel § 3.2.3.2.1 per le componenti orizzontali; i valori di S_S , T_B , T_C e T_D , salvo più accurate determinazioni, sono quelli riportati nella Tab. 3.2.VII.

Categoria del sottosuolo	S_S	T_B	T_C	T_D
A,B,C,D,E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,00 s

Per tener conto delle condizioni topografiche, in assenza di specifiche analisi si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati in precedenza.

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi coincide nel caso in esame con lo spettro elastico $S_e(T)$ perché il fattore di struttura q è stato assunto pari a 1,00.

2.6.4 Spettro di progetto

La struttura del ponte deve essere concepita e dimensionata in modo tale che sotto l'azione sismica di progetto per lo SLV essa dia luogo alla formazione di un meccanismo dissipativo stabile, nel quale la dissipazione sia limitata alle pile o ad appositi apparecchi dissipativi.

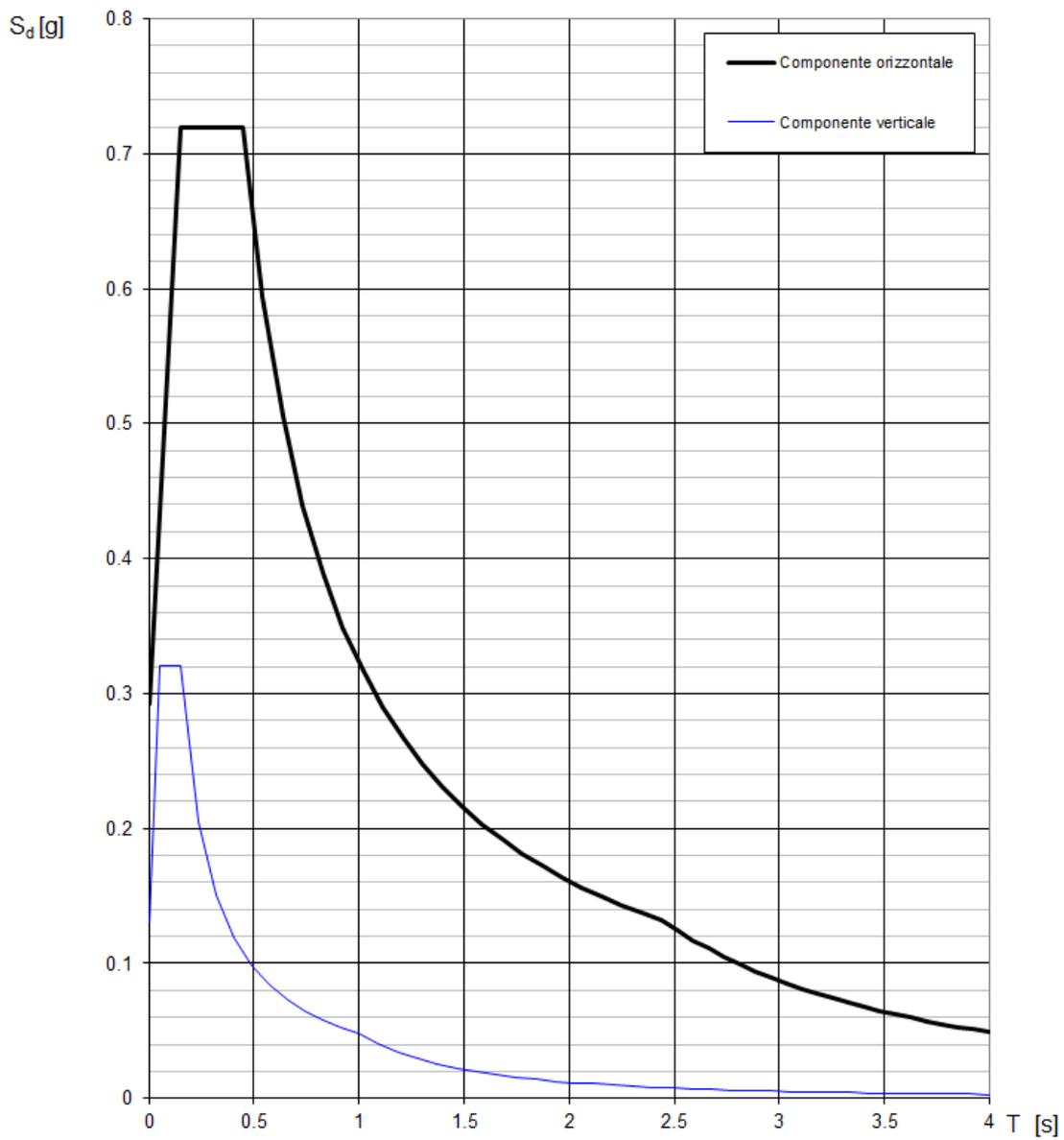
Gli elementi ai quali non viene richiesta capacità dissipativi e che devono, quindi, mantenere un comportamento sostanzialmente elastico sono: l'impalcato, gli apparecchi di appoggio, le strutture di fondazione ed il terreno da esse interessato, le spalle se sostengono l'impalcato attraverso appoggi mobili o deformabili.

Vista la geometria della struttura non si considera capacità dissipativa per il ponte in esame e la progettazione quindi avviene totalmente in campo elastico allo SLV.

Si riporta in figura lo spettro allo SLV per le componenti orizzontale e verticale, considerando i seguenti dati di input.

Comune	Rivoli Veronese
Suolo tipo	C
Vita nominale	50
Classe d'uso	IV
Coefficiente d'uso	2

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite SLV



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.210 g
F_o	2.462
T_C^*	0.281 s
S_S	1.389
C_C	1.597
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.389
η	1.000
T_B	0.149 s
T_C	0.448 s
T_D	2.441 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

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

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

Lo spettro di progetto $S_e(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.292
$T_B \leftarrow$	0.149	0.720
$T_C \leftarrow$	0.448	0.720
	0.543	0.594
	0.638	0.505
	0.733	0.440
	0.828	0.390
	0.923	0.349
	1.018	0.317
	1.113	0.290
	1.207	0.267
	1.302	0.248
	1.397	0.231
	1.492	0.216
	1.587	0.203
	1.682	0.192
	1.777	0.181
	1.872	0.172
	1.967	0.164
	2.062	0.156
	2.157	0.150
	2.252	0.143
	2.346	0.137
$T_D \leftarrow$	2.441	0.132
	2.516	0.124
	2.590	0.117
	2.664	0.111
	2.738	0.105
	2.812	0.100
	2.887	0.094
	2.961	0.090
	3.035	0.085
	3.109	0.081
	3.184	0.078
	3.258	0.074
	3.332	0.071
	3.406	0.068
	3.480	0.065
	3.555	0.062
	3.629	0.060
	3.703	0.057
	3.777	0.055
	3.852	0.053
	3.926	0.051
	4.000	0.049

2.7 Azione dell'urto

In seguito all'urto di un veicolo pesante tutti i piantoni della barriera di un certo tratto subiscono una rilevante deformazione plastica. Pertanto il momento flettente massimo alla base di un piantone in fase d'urto si può calcolare come il momento limite di plasticizzazione:

$$M_{pl} = f_y W_{pl}$$

essendo: f_y = tensione di snervamento
 $W_{pl} = 2 S_x$ = modulo di resistenza plastico
 S_x = momento statico di metà sezione rispetto al baricentro

Riguardo al valore della tensione di snervamento f_y da impiegare nel calcolo di M_{pl} , si osserva che non è corretto assumere la tensione caratteristica, in quanto essa rappresenta il frattile di ordine 0.05 della distribuzione statistica, ossia il valore che ha una probabilità del 5% di essere minorato.

Poiché in questo caso l'azione è proporzionale a f_y , si deve invece considerare il frattile di ordine 0.95 (probabilità del 5% di essere maggiorato), come per i valori caratteristici delle azioni.

La formula per il calcolo del valore caratteristico (frattile di ordine 0.05) è:

$$f_k = f_m - k s$$

con: f_m = valore medio
 s = scarto quadratico medio
 k = fattore funzione del numero n di risultati sperimentali; per $n=\infty$ $k=1.64$
(Tabella 11.2.IV del D.M. 14/09/05)

Il frattile di ordine 0.95 è invece dato da:

$$f'_k = f_m + k s = f_k + 2 k s$$

Quindi, per calcolare f'_k a partire da f_k è necessario conoscere lo scarto quadratico medio s .

Al punto 11.2.4.8.2.4 (verifica periodica) dello stesso D.M. si prescrive che il coefficiente di variazione percentuale dello snervamento per acciaio compreso tra S235 ed S355 sia pari all'8%.

Indicando tale coefficiente con p , si ha:

$$p = s / f_m \quad s = p f_m$$

$$f_k = f_m - k s = f_m - k p f_m = f_m (1 - k p)$$

da cui si ricava il valore medio f_m in funzione di f_k :

$$f_m = \frac{f_k}{1 - k p}$$

Il frattile di ordine 0.95 si può quindi calcolare con:

$$f'_k = f_m + k s = f_m + k p f_m = f_m (1 + k p) = f_k \frac{1 + k p}{1 - k p}$$

Con $k = 1.64$ ($n=\infty$) e $p = 0.08$ (S355) risulta pertanto:

$$k_p = 1.64 \times 0.08 = 0.1312$$

$$f_m = \frac{f_k}{1 - 0.1312} = 1.15 f_k$$

$$f'_k = f_k \frac{1 + 0.1312}{1 - 0.1312} = 1.30 f_k$$

Per l'acciaio S355J0WP (CORTEN A) con tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$ si deve quindi considerare almeno:

valore medio $f_{ym} = 1.15 \times 355 = 408 \text{ N/mm}^2$

frattile 0.95 $f'_{yk} = 1.30 \times 355 = 461 \text{ N/mm}^2$

NOTA: da prove eseguite su paletti HE 100 A la tensione di snervamento è risultata compresa tra 403 e 431 N/mm^2 .

Per il piantone **HE 100 B**, avente modulo di resistenza plastico $W_{pl} = 2 \times 52.1 = 104 \text{ cm}^3$, il momento limite di plasticizzazione risulta pertanto:

$$M_{pl} = 461 \times 104 \times 10^{-3} = \mathbf{47.9 \text{ kNm}}$$

Essendo l'interasse dei piantoni $i = 1.33 \text{ m}$, il momento plastico per unità di lunghezza risulta:

$$M_{pl,i} = 47.9 / 1.33 = 35.9 \text{ kNm/m}$$

Il D.M. 14/09/05 prevede al punto 6.2.3.10 quale azione relativa all'urto di un veicolo in svio una forza pari a **100 kN** applicata ad un'altezza di **1.00 m** dal piano viario.

Per non superare il momento limite di plasticizzazione del montante con la forza prevista dal D.M., supponendo che la cerniera plastica si formi a 5 cm dalla superficie superiore del cordolo e che questa sporga 20 cm dal piano viabile, tale forza deve ripartirsi su una lunghezza di barriera pari a:

$$l_{ripart.,pl} = 100.0 \times (1.00 - 0.20 + 0.05) / 35.9 = 2.37 \text{ m}$$

Tale larghezza corrisponde circa ad assumere la forza del D.M. distribuita su 0.50 m e ripartita a 45° a partire da un'altezza di 1.00 m dal piano viario. Alla quota della cerniera plastica infatti:

$$l_{ripart.} = 0.50 + 2 \times 0.85 \tan 45^\circ = 2.20 \text{ m}$$

$$H_{urto} = 100.0 / 2.20 = 45.4 \text{ kN/m}$$

$$M_{urto} = 100.0 \times 0.85 / 2.20 = 38.6 \text{ kNm/m} \approx M_{pl,i} = 35.9 \text{ kNm/m}$$

Essendo inoltre il momento calcolato maggiore di quello di plasticizzazione, la ripartizione risulta essere prudenziale.

3. IMPALCATO

3.1 Caratteristiche geometriche della sezione

Lo schema statico adottato è quello di trave in semplice appoggio ad asse rettilineo con luce pari a 27,00 m.

Il nuovo impalcato sarà costituito da travi precomprese mediante 36 trefoli rettilinei da 0.5" (area di un trefolo = 93 mm²) dei quali 6+12 inguainati verso l'appoggio, secondo lo schema di *Figura 3.1*. L'armatura sussidiaria al lembo inferiore è costituita da 4φ12.

Si riportano in questo capitolo le verifiche delle travi in corrispondenza delle sezioni elencate di seguito (con x = distanza dalla mezzeria).

Per le verifiche a flessione:

1. **sezione "M" di mezzeria** – (36 trefoli)
x = 0.00 m
2. **sezione "S" a 5.50 metri dalla mezzeria** – (36 trefoli)
x = 27.00/2 – 8.00 = 5.50 m
3. **sezione "1" a 7.50 metri dalla mezzeria** – (36 trefoli)
x = 27.00/2 – 6.00 = 7.50 m
4. **sezione "2" a 8.50 metri dalla mezzeria** – (36 trefoli)
x = 27.00/2 – 5.00 = 8.50 m
5. **sezione "3" a 9.50 metri dalla mezzeria** – (30 trefoli)
x = 27.00/2 – 4.00 = 9.50 m
5.40 = lunghezza guaine dalla testata della trave (6 guaine)
6. **sezione "4" a 11.50 metri dalla mezzeria** – (18 trefoli)
x = 27.00/2 – 2.00 = 11.50 m
4.40 = lunghezza guaine dalla testata della trave (12 guaine)
7. **sezione "5" a 12.50 metri dalla mezzeria** – (18 trefoli)
x = 27.00/2 – 1.00 = 12.50 m
4.40 = lunghezza guaine dalla testata della trave (12 guaine)
8. **sezione "A" all'appoggio** – (18 trefoli)
x = 27.00/2 = 13.50 m

Per le verifiche a taglio:

1. **sezione all'appoggio** (staffe 4 φ12/10 cm)
x = 27.00/2 = 13.50 m
2. **sezione a 2.00 metri dall'appoggio** (staffe 2φ12/10 cm)
x = 27.00/2 – 2.00 = 11.50 m
3. **sezione a 4.00 metri dall'appoggio** (staffe 2φ10/10 cm)
x = 27.00/2 – 4.00 = 9.50 m

4. **sezione a 5.00 metri dall'appoggio** (staffe $2\phi 10/12,5$ cm)
 $x = 27.00/2 - 5.00 = 8.50$ m

5. **sezione a 8.00 metri dall'appoggio** (staffe $2\phi 10/25$ cm)
 $x = 27.00/2 - 8.00 = 5.50$ m

Si riporta uno schema della trave in cui sono indicate le sezioni di verifica.

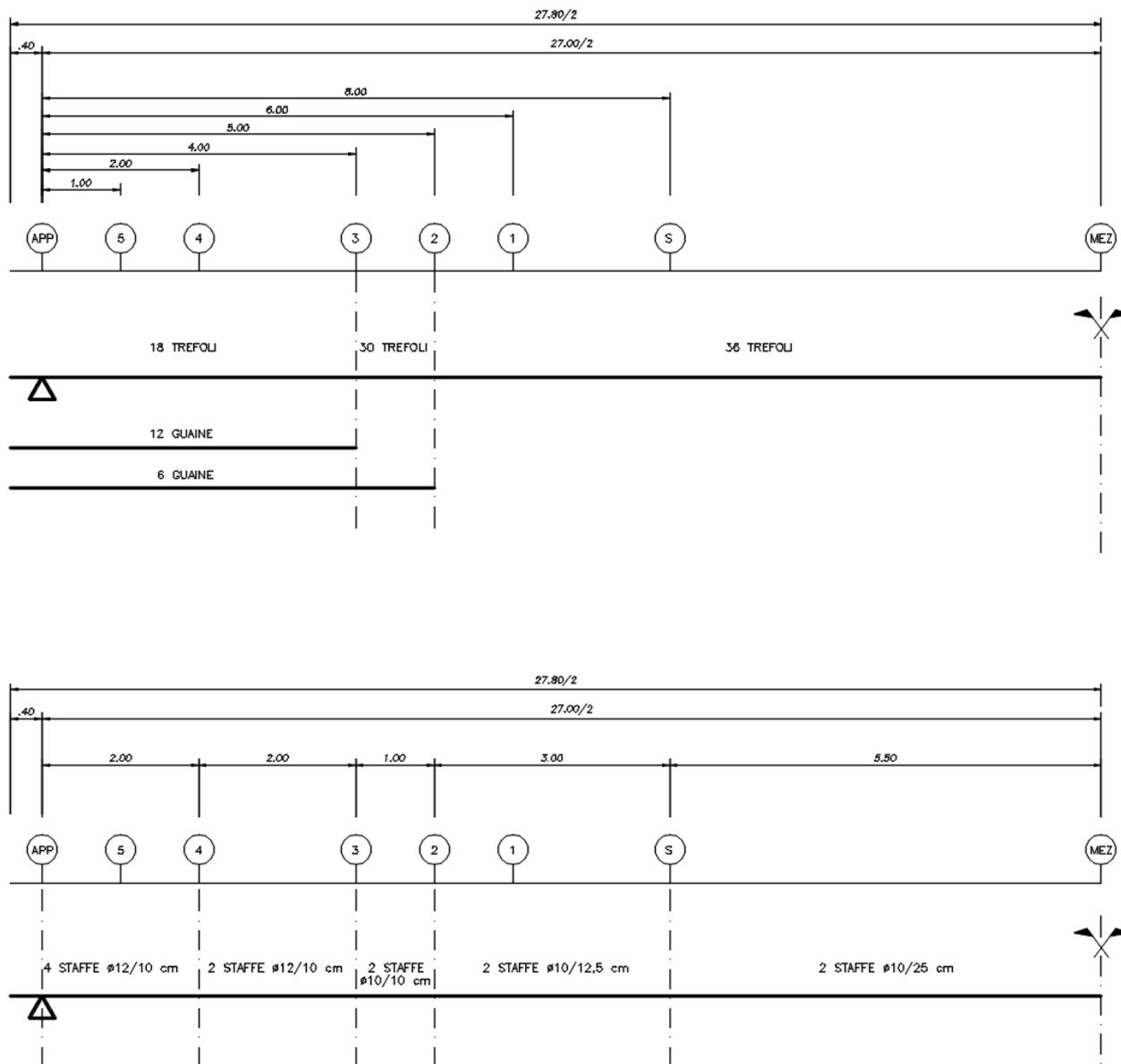
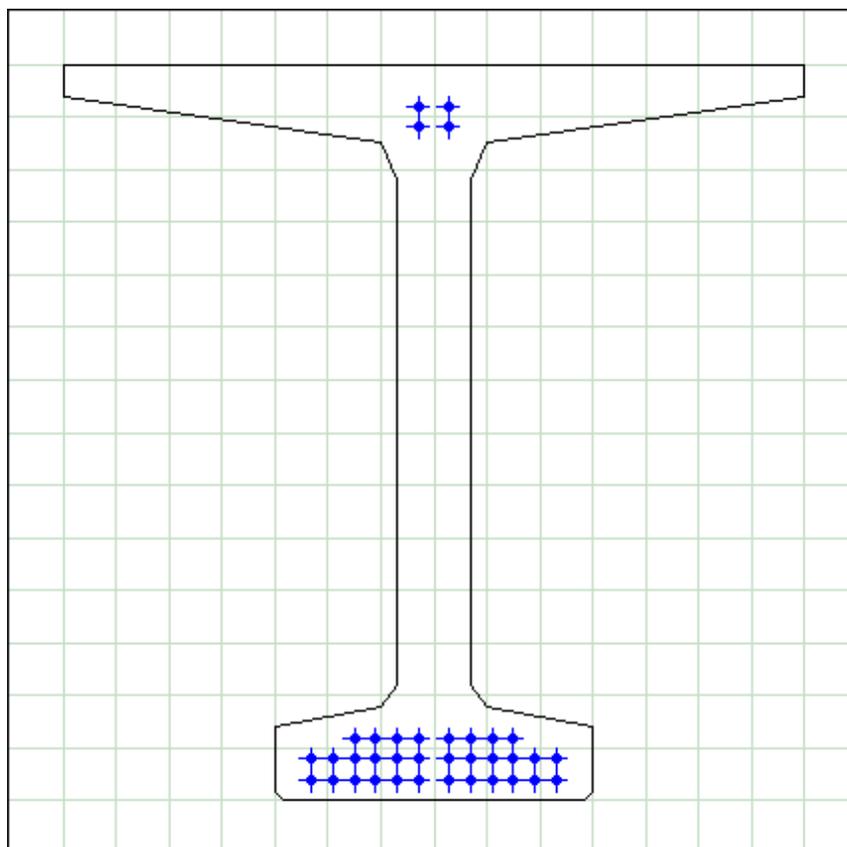


Figura 3.1 Posizione dei trefoli lungo la trave

3.1.1 Caratteristiche geometriche della sezione

Le travi sono precomprese mediante 36 trefoli rettilinei da 0.5" (area di un trefolo = 93 mm²) dei quali 6+12 sono inguainati verso l'appoggio. L'armatura sussidiaria al lembo inferiore è costituita da 4φ12.

3.1.1.1 Sezione di mezzeria tipo 1 (36 trefoli)



Sezione trave Rivoli 140T - i = 1.40 m - con armature di precompressione

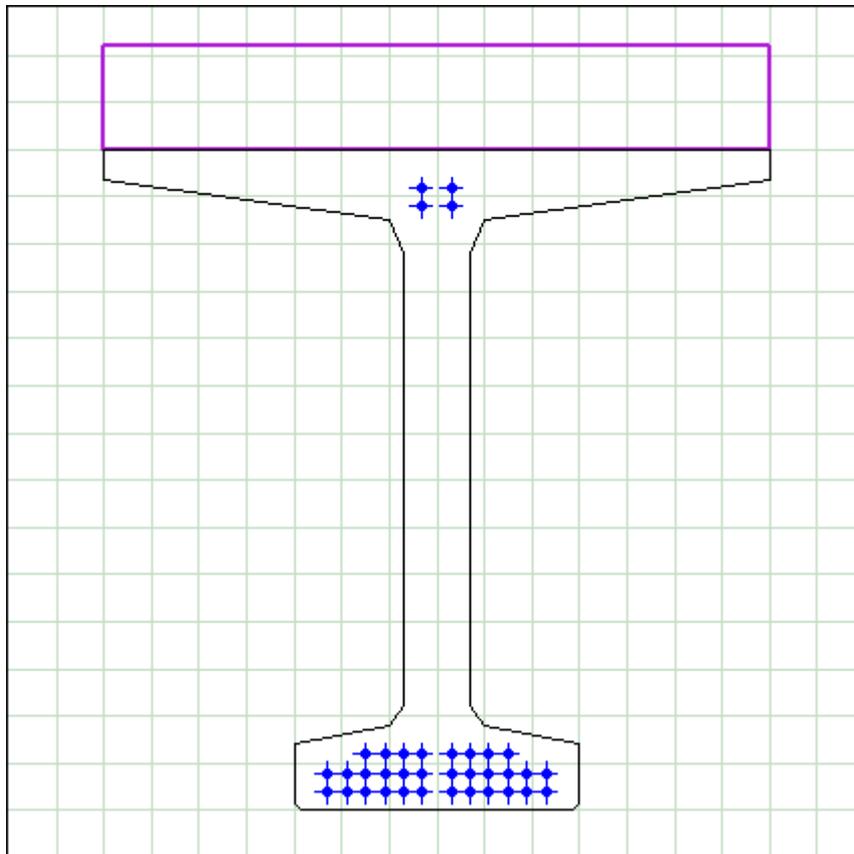
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE RISPETTO ALL'ASSE X Unità di misura: cm

		CALCESTRUZZO	ARMATURE	SEZ. IDEALE n°1 = 5
Altezza	h	140,0		
Area	A	4.106,75	33,48 (0,82%)	4.274,15
Ordinata baricentro	Y _g	80,304	21,111	77,985
Distanze baricentro dai lembi	sup. Y _{max} - Y _g	59,7	118,89	62,01
	infer. Y _g - Y _{min}	80,3	21,11	77,99
Momento d'inerzia baricentrico	J _x	11.385.413,5	49.925,7	12.198.597,8
Moduli di resistenza	Y _{max} = 140,0	W _s	190.721,9	196.704,8
	Y = <input type="text"/>	W		
	Y _{min} = 0,0	W _i	141.779,6	156.421,8
Momenti statici rispetto asse baricentrico	Y = Y _g	S _{xg}	(b = 14,0) (A _{inf} = 1.998,34)	105.803,9
	Y = <input type="text"/>	S _x		

Stampa... Chiudi Rispetto all'asse Y Assi principali

Nel calcolo delle caratteristiche geometriche della sezione composta si tiene conto della diversità dei moduli elastici fra la trave prefabbricata e la soletta gettata in opera:

$$n = E_{sol} / E_t = 34625 / 36416 = 0.9508$$



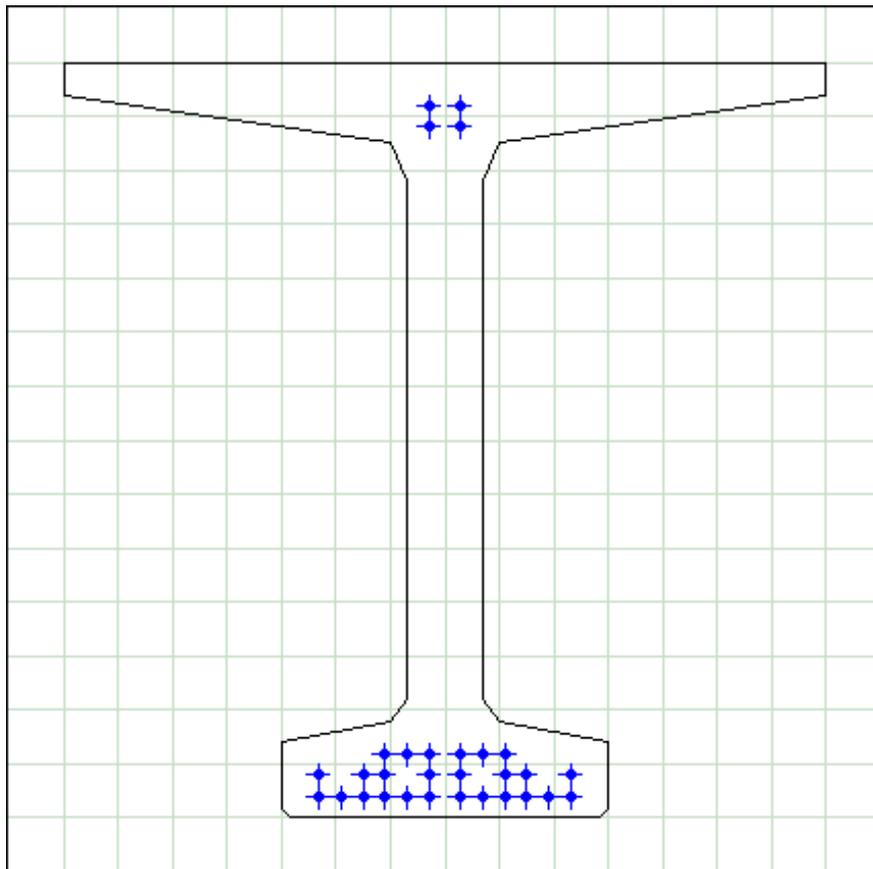
Sezione trave Rivoli 140T - i = 1.40 m - con armature di precompressione

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE RISPETTO ALL'ASSE X Unità di misura: cm

Sezione completa n°=1,0526

		CALCESTRUZZO	ARMATURE	SEZ. IDEALE n-1 = 5
Altezza	h	162,0		
Area	A	7.032,84	33,48 (0,48%)	7.200,24
Ordinata baricentro	Yg	109,718	21,111	107,658
Distanze baricentro dai lembi	sup. Y _{max} - Yg	52,28	140,89	54,34
	infer. Yg - Y _{min}	109,72	21,11	107,66
Momento d'inerzia baricentrico	Jx	20.043.274,0	49.925,7	21.576.622,0
Moduli di resistenza	Y _{max} = 162,0	Ws	383.365,5	397.049,2
	Y = 140	W	661.878,4	667.130,2
	Y _{min} = 0,0	Wi	182.680,6	200.419,0
Momenti statici rispetto asse baricentrico	Y = Yg	Sxg		(b = 14,0) (A _{inf} = 2.413,76) 171.262,5
	Y =	Sx		

3.1.1.2 Sezione intermedia tipo 2 (30 trefoli)



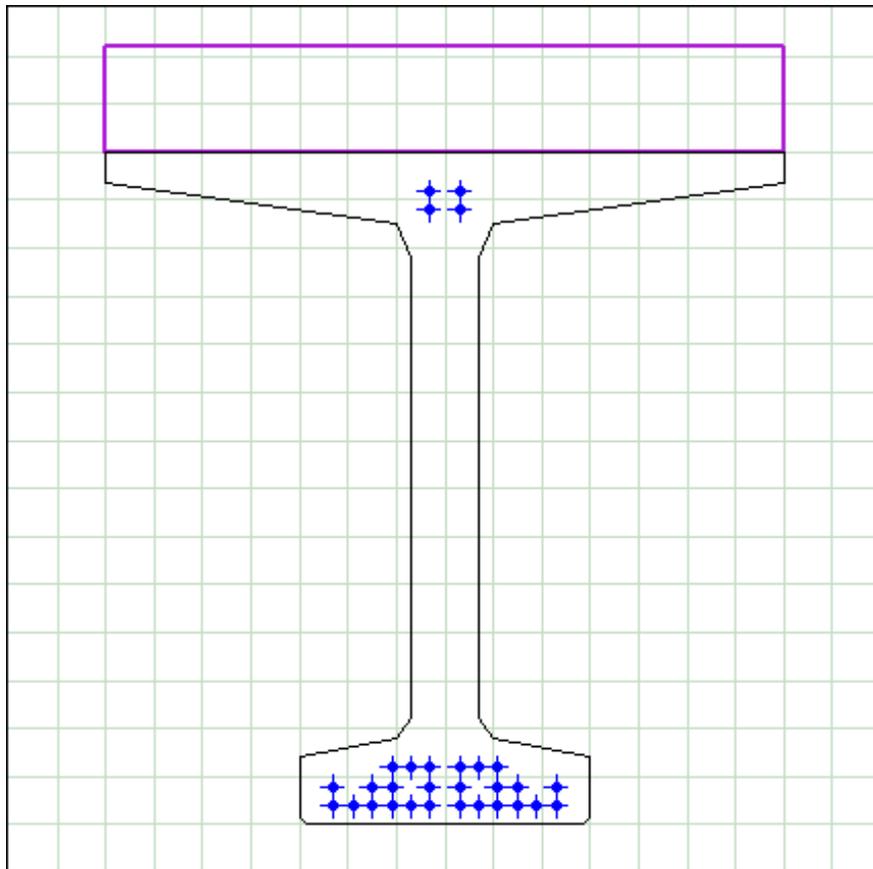
Sezione trave Rivoli 140T - i = 1.40 m - con armature di precompressione

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE RISPETTO ALL'ASSE X Unità di misura: cm

		CALCESTRUZZO	ARMATURE	SEZ. IDEALE n-1 = 5
Altezza	h	140,0		
Area	A	4.106,75	27,90 (0,68%)	4.246,25
Ordinata baricentro	Yg	80,304	23,467	78,436
Distanze baricentro dai lembi	sup. Y _{max} - Yg	59,7	116,53	61,56
	infer. Yg - Y _{min}	80,3	23,47	78,44
Momento d'inerzia baricentrico	Jx	11.385.413,5	48.977,0	12.066.139,4
Moduli di resistenza	Y _{max} = 140,0	Ws	190.721,9	195.994,5
	Y = <input type="text"/>	W		
	Y _{min} = 0,0	Wi	141.779,6	153.833,5
Momenti statici rispetto asse baricentrico	Y = Yg	Sxg	(b = 14,0) (A _{inf} = 1,976,76)	104.778,8
	Y = <input type="text"/>	Sx		

Nel calcolo delle caratteristiche geometriche della sezione composta si tiene conto della diversità dei moduli elastici fra la trave prefabbricata e la soletta gettata in opera:

$$n = E_{sol} / E_t = 34625 / 36416 = 0.9508$$



Sezione trave Rivoli 140T - i = 1.40 m - con armature di precompressione

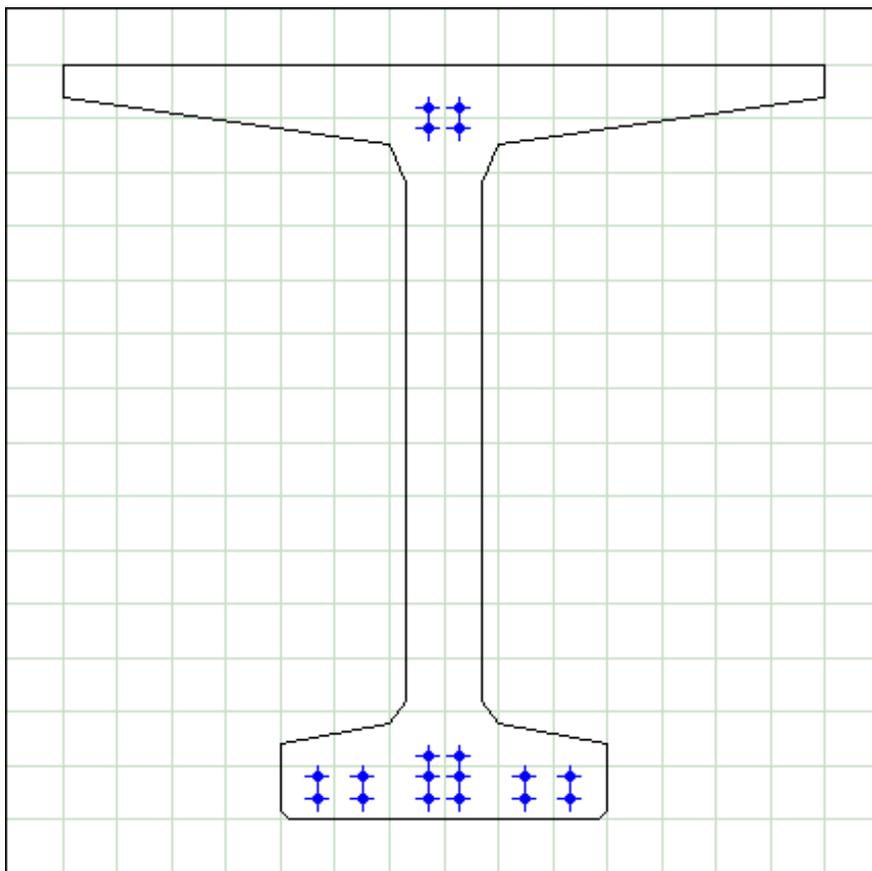
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE RISPETTO ALL'ASSE X Unità di misura: cm

Sezione completa n°=1,0526

		CALCESTRUZZO	ARMATURE	SEZ. IDEALE n-1 = 5
Altezza	h	162,0		
Area	A	7.032,84	27,90 (0,40%)	7.172,34
Ordinata baricentro	Yg	109,718	23,467	108,040
Distanze baricentro dai lembi	sup. Y _{max} -Yg	52,28	138,53	53,96
	infer. Yg- Y _{min}	109,72	23,47	108,04
Momento d'inerzia baricentrico	Jx	20.043.274,0	48.977,0	21.305.746,1
Moduli di resistenza	Y _{max} = 162,0	W _s	383.365,5	394.843,6
	Y = 140	W	661.878,4	666.638,5
	Y _{min} = 0,0	W _i	182.680,6	197.202,3
Momenti statici rispetto asse baricentrico	Y = Yg	S _{xg}		(b = 14,0) (A _{inf} = 2.391,21) 169.432,8
	Y =	S _x		

Stampe...
Chiudi
Rispetto all'asse Y
Assi principali

3.1.1.3 Sezione intermedia tipo 3 (18 trefoli)



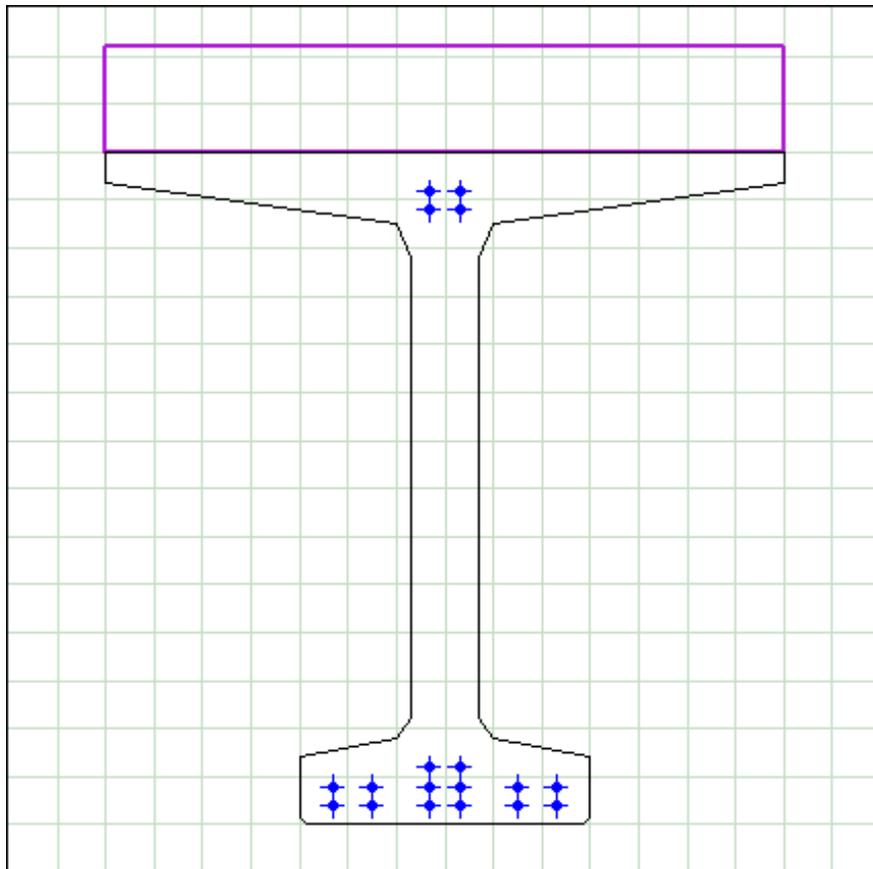
Sezione trave Rivoli 140T - i = 1.40 m - con armature di precompressione

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE RISPETTO ALL'ASSE X Unità di misura: cm

		CALCESTRUZZO	ARMATURE	SEZ. IDEALE n-1 = 5
Altezza	h	140,0		
Area	A	4.106,75	16,74 (0,41%)	4.190,45
Ordinata baricentro	Yg	80,304	34,222	79,383
Distanze baricentro dai lembi	sup. Y _{max} - Yg	59,7	105,78	60,62
	infer. Yg - Y _{min}	80,3	34,22	79,38
Momento d'inerzia baricentrico	Jx	11.385.413,5	43.991,9	11.779.559,1
Moduli di resistenza	Y _{max} = 140,0	Ws	190.721,9	194.328,1
	Y = <input type="text"/>	W		
	Y _{min} = 0,0	Wi	141.779,6	148.388,6
Momenti statici rispetto asse baricentrico	Y = Yg	Sxg	(b = 14,0) (A _{inf} = 1.934,21)	102.636,3
	Y = <input type="text"/>	Sx		

Nel calcolo delle caratteristiche geometriche della sezione composta si tiene conto della diversità dei moduli elastici fra la trave prefabbricata e la soletta gettata in opera:

$$n = E_{sol} / E_t = 34625 / 36416 = 0.9508$$



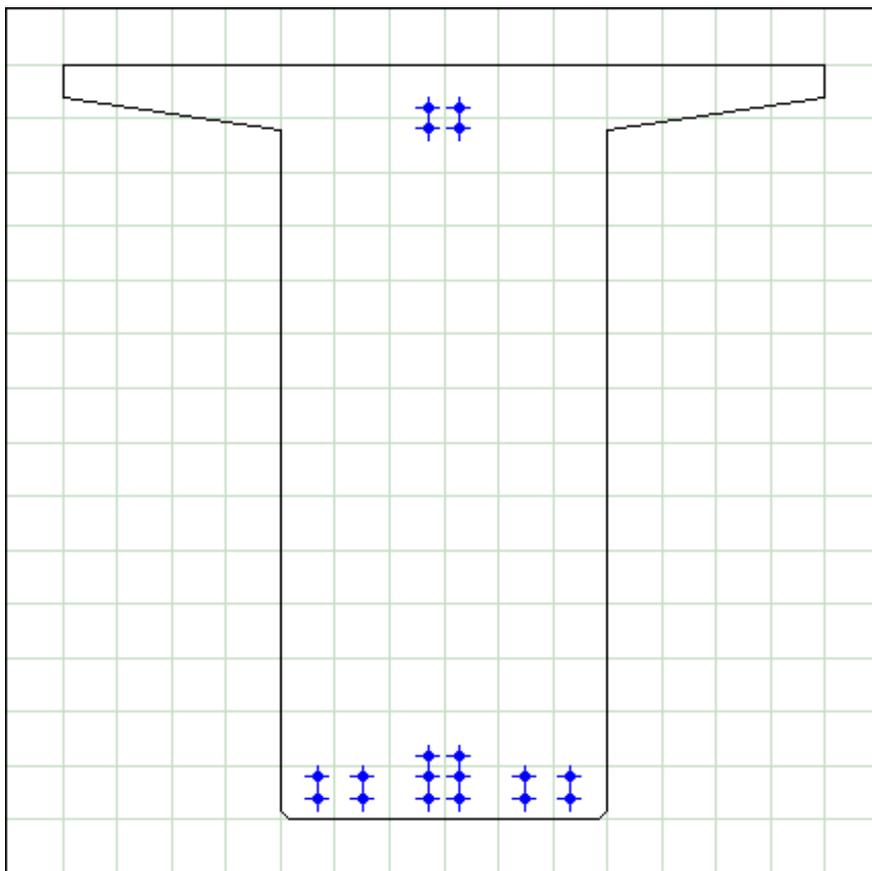
Sezione trave Rivoli 140T - i = 1.40 m - con armature di precompressione

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE RISPETTO ALL'ASSE X Unità di misura: cm

Sezione completa n'=1,0526

		CALCESTRUZZO	ARMATURE	SEZ. IDEALE n-1 = 5
Altezza	h	162,0		
Area	A	7.032,84	16,74 (0,24%)	7.116,54
Ordinata baricentro	Yg	109,718	34,222	108,830
Distanze baricentro dai lembi	sup. Y _{max} -Yg	52,28	127,78	53,17
	infer. Yg- Y _{min}	109,72	34,22	108,83
Momento d'inerzia baricentrico	Jx	20.043.274,0	43.991,9	20.734.675,0
Moduli di resistenza	Y _{max} = 162,0	W _s	383.365,5	389.967,0
	Y = 140	W	661.878,4	665.205,3
	Y _{min} = 0,0	W _i	182.680,6	190.524,1
Momenti statici rispetto asse baricentrico	Y = Yg	S _{xg}		(b = 14,0) (A _{inf} = 2.346,47) 165.661,8
	Y =	S _x		

3.1.1.4 Sezione all'appoggio tipo 4 (18 trefoli)



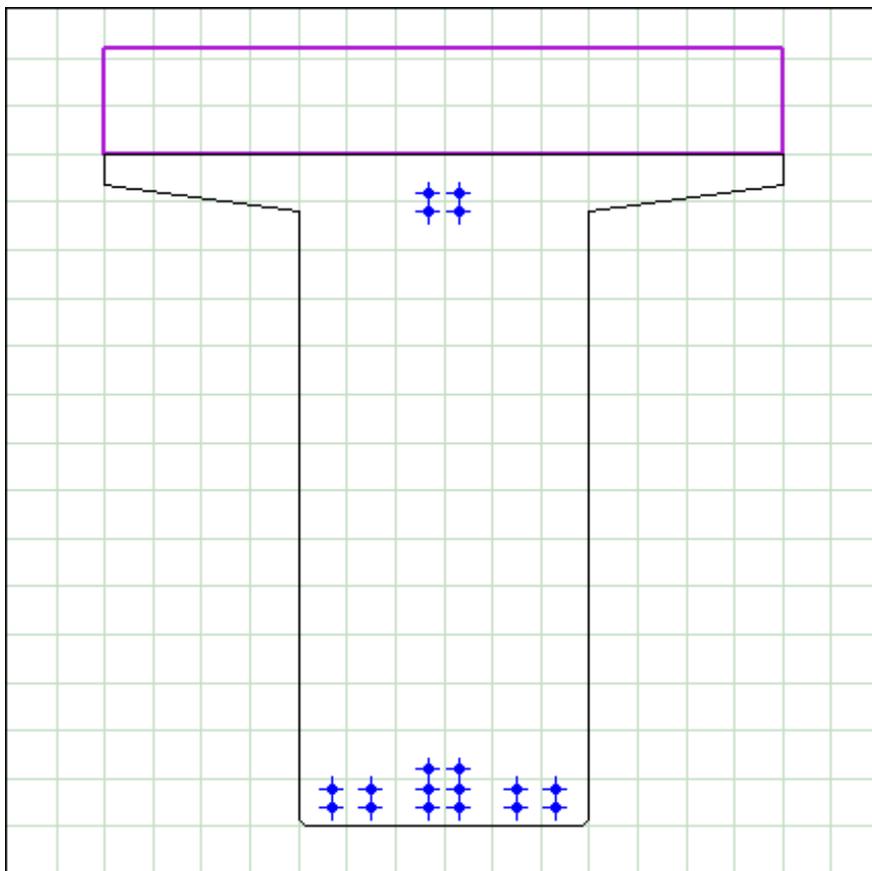
Sezione trave Rivoli 140T - i = 1.40 m - con armature di precompressione

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE RISPETTO ALL'ASSE X Unità di misura: cm

		CALCESTRUZZO	ARMATURE	SEZ. IDEALE n-1 = 5
Altezza	h	140,0		
Area	A	9.133,75	16,74 (0,18%)	9.217,45
Ordinata baricentro	Yg	75,275	34,222	74,902
Distanze baricentro dai lembi	sup. Y _{max} - Yg	64,73	105,78	65,1
	infer. Yg - Y _{min}	75,27	34,22	74,9
Momento d'inerzia baricentrico	Jx	16.594.544,9	43.991,9	16.954.284,2
Moduli di resistenza	Y _{max} = 140,0	Ws	256.384,6	260.442,5
	Y = <input type="text"/>	W		
	Y _{min} = 0,0	Wi	220.452,9	226.352,9
Momenti statici rispetto asse baricentrico	Y = Yg	Sxg	(b = 60,0) (A _{inf} = 4.556,97)	172.571,7
	Y = <input type="text"/>	Sx		

Nel calcolo delle caratteristiche geometriche della sezione composta si tiene conto della diversità dei moduli elastici fra la trave prefabbricata e la soletta gettata in opera:

$$n = E_{sol} / E_t = 34625 / 36416 = 0.9508$$



Sezione trave Rivoli 140T - i = 1.40 m - con armature di precompressione

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE RISPETTO ALL'ASSE X Unità di misura: cm

Sezione completa n'=1,0526

		CALCESTRUZZO	ARMATURE	SEZ. IDEALE n-1 = 5
Altezza	h	162,0		
Area	A	12.059,84	16,74 (0,14%)	12.143,54
Ordinata baricentro	Yg	93,648	34,222	93,238
Distanze baricentro dai lembi	sup. Y _{max} -Yg	68,35	127,78	68,76
	infer. Yg- Y _{min}	93,65	34,22	93,24
Momento d'inerzia baricentrico	Jx	29.420.526,8	43.991,9	29.934.029,6
Moduli di resistenza	Y _{max} = 162,0	W _s	430.427,1	435.331,0
	Y = 140	W	634.720,5	640.142,1
	Y _{min} = 0,0	W _i	314.160,6	321.048,1
Momenti statici rispetto asse baricentrico	Y = Yg	S _{xg}		(b = 60,0) (A _{inf} = 5,657,16) 266.217,1
	Y =	S _x		

3.2 Analisi dei carichi

3.2.1 Carichi permanenti

Si rimanda al *paragrafo 2.2.*

3.2.2 Carichi mobili (Q)

Si adottano i carichi del D.M. del 14 gennaio 2008, disposti sull'impalcato in modo tale da ottenere le sollecitazioni maggiori; visto il mancato parallelismo tra l'asse del ponte e l'asse autostradale, l'analisi delle sollecitazioni dovute ai carichi variabili è stata effettuata per mezzo di un modello agli elementi finiti, come dettagliatamente descritto nel *paragrafo 2.3*, al quale si rimanda per maggiori dettagli.

3.3 Sollecitazioni

Nella tabella che segue si riassumono il momento flettente sollecitante di progetto, in tutte le sezioni oggetto di analisi:

Sezione	Mez	S	1	2	3	4	5	App
Ascissa [m]	13,500	8,000	6,000	5,000	4,000	2,000	1,000	0,000
Sollecitazione M	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
Trave	935,85	780,52	647,01	564,85	472,42	256,75	133,51	0,00
Soletta e traversi	771,02	653,37	539,60	471,39	395,53	220,45	120,97	0,00
Finiture	763,49	633,45	522,55	454,71	379,47	207,71	110,90	0,00
Carichi Mobili M_{max}	1.244,74	2.285,28	2.298,66	2.184,43	1.895,71	1.219,56	683,62	0,00
Carichi Mobili V_{max}	1.217,69	1.002,95	2.239,06	2.162,02	1.862,94	1.175,66	629,54	0,00

e analogamente le azioni taglianti:

Sezione	Mez	S	1	2	3	4	5	App
Ascissa [m]	13,500	8,000	6,000	5,000	4,000	2,000	1,000	0,000
Sollecitazione V	[kN]							
Trave	0,00	56,49	77,03	87,30	97,57	118,11	128,38	138,65
Soletta e traversi	0,00	42,36	53,48	59,13	64,88	76,76	83,09	138,56
Finiture	2,22	45,87	60,66	67,21	73,48	86,41	93,66	107,28
Carichi Mobili M_{max}	111,75	-13,17	108,91	108,81	266,32	306,67	492,05	728,58
Carichi Mobili V_{max}	127,62	49,75	162,57	266,43	331,32	492,05	592,78	728,58

Per le verifiche allo S.L.U. delle sezioni, le sollecitazioni di progetto vengono calcolate con la seguente combinazione di carico:

$$M_{Sd} = \gamma_P \cdot \sum M_{Pi} + \gamma_A \cdot M_A + \gamma_{PE} \cdot M_{PE}$$

dove: $\gamma_P = 1.35$ è il coefficiente amplificativo per i carichi permanenti;
 M_{Pi} è il momento flettente dovuto al singolo carico permanente;
 $\gamma_P = 1.50$ è il coefficiente amplificativo per i carichi accidentali;
 M_A è il momento flettente dovuto ai carichi mobili;
 $\gamma_{PE} = 1.00$ è il coefficiente per la precompressione esterna;
 M_{PE} è il momento flettente dovuto alla precompressione esterna.

3.4 Tensione di calcolo nell'acciaio preteso

Si impiegano per ogni trave 36 trefoli da 0.5" stabilizzati, pretesi alla tensione iniziale di 1460 N/mm². Considerando la frazione di caduta per rilassamento prima del taglio, pari circa all'1.5% della tensione iniziale, la tensione nell'acciaio al momento del taglio è di 1438 N/mm².

Di seguito si riporta il calcolo delle cadute di tensione nell'acciaio nella sezione di mezzeria.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IDEALE

$A_{ap} = 0,0033 \text{ m}^2$ area totale dell'a.p.
 $y_{ap} = 0,211 \text{ m}$ distanza del baricentro dell'a.p. dal lembo inferiore

- Fase 1 (solo trave prefabbricata) :

$A_{id} = 0,4274 \text{ m}^2$ area della sezione ideale
 $y_i = 0,780 \text{ m}$ distanza del baricentro della sezione ideale dal lembo inferiore
 $J_{id} = 0,1220 \text{ m}^4$ momento d'inerzia della sezione ideale

- Fase 2 (trave con soletta) :

$y_i = 1,077 \text{ m}$ distanza del baricentro della sezione ideale dal lembo inferiore
 $J_{id} = 0,2158 \text{ m}^4$ momento d'inerzia della sezione ideale

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

$E_c = 36416,11 \text{ N/mm}^2$ modulo di elasticità del cls
 $E_{ap} = 200000 \text{ N/mm}^2$ modulo di elasticità dell'a.p.
 $f_{ptk} = 1860 \text{ N/mm}^2$ tensione caratteristica di rottura
 $fp(1)k = 1670 \text{ N/mm}^2$ tensione caratteristica all'1% di deformazione sotto carico
 $n_{ap} = 6,0$ coefficiente di omogeneizzazione = E_{ap}/E_c

TENSIONI NEL CLS (nel baricentro dell'a.p.)

Peso proprio della trave: $M_{p.p.} = 935,8538 \text{ kNm}$ $\sigma_{c ap} = -4,36 \text{ N/mm}^2$
Soletta e traversi: $M_{sol.} = 771,0229 \text{ kNm}$ $\sigma_{c ap} = -3,59 \text{ N/mm}^2$
Finiture: $M_{fin.} = 763,49 \text{ kNm}$ $\sigma_{c ap} = -3,06 \text{ N/mm}^2$

PRECOMPRESSIONE

Tensione iniziale nell'a.p.: al tiro $\sigma_{spi} = 1460 \text{ N/mm}^2$
al taglio $1438,1 \text{ N/mm}^2$ < 1491 = $fp(1)k / 1,12$

Tensione nel cls al taglio: 24,03 N/mm² (nel baricentro dell'a.p.)
Perdita per accorciamento el. del cls: 118,0 N/mm²

Tensione iniziale nell'a.p. dopo il taglio: 1438 N/mm²
Tensione iniziale nel cls: $\sigma_{c ap, P0} = 24,03 \text{ N/mm}^2$ (nel baricentro dell'a.p.)

CADUTE DI TENSIONE

Cadute di tensione ipotizzate: 21,774%
Tensione nel cls per cadute: $\sigma_{c ap, \Delta \sigma S} = -5,23 \text{ N/mm}^2$ (nel baricentro dell'a.p.)

Tensione di tiro	σ_{spi}	1.460,00	N/mm ²
Caduta per rilassamento prima del taglio		1,50	%
Tensione al taglio	σ_{spt}	1.438,10	N/mm ²

Caduta per RITIRO

Modulo elastico dell'acciaio	E_s	200.000	N/mm ²
Deformazione per ritiro	ϵ_s	0,00025	
Caduta per ritiro	$\Delta\sigma_s$	50,00	N/mm ²

Caduta per RILASSAMENTO

Rilassamento a tempo infinito per trefoli stabilizzati	$\Delta\sigma_{r,inf}$	0,07	σ_{spi}
Resistenza caratteristica di rottura dei trefoli	f_{ptk}	1.860,00	N/mm ²
Rilassamento a tempo infinito	$\Delta\sigma_{r,inf}$	126,86	N/mm ²
Rilassamento successivo al taglio dei trefoli	$\Delta\sigma_{r,inf}$	104,96	N/mm ²
Caduta per rilassamento minima di normativa	$\Delta\sigma_{r,inf,min}$	72,49	N/mm ²

Caduta per FLUAGE (con ipotesi prudenziale di considerare solo il peso proprio)

Coefficiente di viscosità ϕ (normativa)	2,0	
Ipotesi di calcolo del flouage	0,5	
Tensioni nel cls nel baricentro trefoli (prec)	24,03	N/mm ²
Tensioni nel cls nel baricentro trefoli (prec + pp)	19,67	N/mm ²
Percentuale di perdite ipotizzata	20,00	%
Tensione nel cls nel baricentro trefoli (con perdite)	17,27	N/mm ²
Caduta per fluage $\Delta\sigma_{sf}$	207,19	N/mm ²

Caduta per RILASSAMENTO RIDOTTA

Perdite per ritiro e fluage	$\Delta\sigma_{ssf}$	257,19	N/mm ²
Perdita per rilassamento ridotta	$\Delta\sigma'_{r,inf}$	58,03	N/mm ²
Totale perdite per rilassamento		79,93	N/mm ²

Totale delle cadute	$\Delta\sigma_s$	315,22	N/mm ²
Percentuale delle cadute (rispetto σ_{spt})		21,92	%

Processo ricorsivo per la valutazione delle perdite

Step	% σ_{spt}	σ_{c0}	$\Delta\sigma_{sf}$	$\Delta\sigma_{ssf}$	$\Delta\sigma'_{r,inf}$	$\Delta\sigma_s$	% reale	Minimo	Conv.
1	20,00	17,27	207,19	257,19	58,03	315,22	21,92	OK	-
2	21,92	17,03	204,42	254,42	58,54	312,96	21,76	OK	NO
3	21,76	17,05	204,65	254,65	58,50	313,14	21,77	OK	NO
4	21,77	17,05	204,63	254,63	58,50	313,13	21,77	OK	OK
5	21,77	17,05	204,63	254,63	58,50	313,13	21,77	OK	OK
6	21,77	17,05	204,63	254,63	58,50	313,13	21,77	OK	OK
7	21,77	17,05	204,63	254,63	58,50	313,13	21,77	OK	OK
8	21,77	17,05	204,63	254,63	58,50	313,13	21,77	OK	OK
9	21,77	17,05	204,63	254,63	58,50	313,13	21,77	OK	OK
10	21,77	17,05	204,63	254,63	58,50	313,13	21,77	OK	OK

PERCENTUALE DELLE PERDITE TOTALI (rispetto a σ_{spt})	21,774	%
CADUTE COMPLESSIVE (ritiro, rilassamento, flouage)	313,13	N/mm ²
TENSIONE DI CALCOLO NELL'ACCIAIO	1.124,97	N/mm ²

Nella tabella seguente si riportano le tensioni iniziali e finali nell'acciaio preteso nelle sezioni definite al paragrafo precedente. Si precisa che le cadute sono state calcolate in maniera analoga a quanto fatto per la sezione di mezzeria.

TENSIONI NELL'ACCIAIO PRETESO (N/mm ²)								
Sezione	M	S	1	2	3	4	5	APP.
Distanza dall'appoggio (m)	13,50	8,00	6,00	5,00	4,00	2,00	1,00	0,00
Distanza dalla mezzeria (m)	0,00	5,50	7,50	6,50	7,50	11,50	12,50	13,50
Tensione iniziale al taglio	1460	1460	1460	1460	1460	1460	1460	1460
Perdita per accorciamento elastico del cls	118	122,4	126,1	128,4	104,1	53,6	56,4	29,8
Tensione iniziale dopo il taglio	1438,1							
Cadute per ritiro, fluage e rilassamento	313,1	319,7	325,3	328,8	296,3	225,8	230,3	191,3
Tensione finale di calcolo	1125	1118,4	1112,8	1109,3	1141,8	1212,3	1207,8	1246,8
Cadute per deformazione elastica	46,7	56,8	65,8	71,3	60,1	34,7	41,7	25,8
Tensione di esercizio	1078,3	1061,6	1047,0	1038,0	1081,7	1177,6	1166,1	1221,0

3.5 Verifica a flessione

3.5.1 Limiti tensionali

Si esegue la verifica a flessione della trave di bordo assumendo le caratteristiche geometriche riportate nei paragrafi precedenti.

Le tensioni di compressione e di trazione nel conglomerato all'atto della precompressione non devono superare i valori:

$$\sigma_c \leq 0,70 f_{ckj} = 0,70 \times 0,83 \times 45 = 26,15 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{ct} > 0,00 \text{ (si richiede che la sezione sia tutta compressa)}$$

Le massime tensioni di compressione e di trazione nel conglomerato nelle condizioni di esercizio, a cadute avvenute, devono rispettare le seguenti limitazioni per combinazione di carico rara:

$$\sigma_c \leq 0,45 f_{ck} = 0,60 \times 0,83 \times 55 = 20,54 \text{ N/mm}^2 \text{ (si assume la tensione corrispondente alla combinazione quasi permanente, a favore di sicurezza)}$$

$$\sigma_{ct} \leq 0,7 \times 0,3 f_{ck}^{2/3} / 1,5 = 1,74 \text{ N/mm}^2 \text{ (con armatura sussidiaria)}$$

$$\sigma_{c \text{ sol}} \leq 0,45 \times 0,83 \times 45 = 16,81 \text{ N/mm}^2$$

L'armatura sussidiaria necessaria per assorbire la trazione al lembo inferiore viene calcolata con la relazione:

$$A_s = A_t \sigma_G / f_{yd}$$

con: A_t = area della zona tesa
 σ_G = tensione nel baricentro della zona tesa
 f_{yd} = tensione di calcolo per l'armatura sussidiaria (=450/1,15 = 391 N/mm²)

3.5.2 Sezione di mezzeria

3.5.2.1 Verifica delle tensioni normali

Nella tabella seguente vengono riportate le sollecitazioni e le tensioni nella sezione di mezzeria.

	N [kN]	M [kNm]	σ_s [N/mm ²]	σ_i [N/mm ²]	$\sigma_{c\ s\ sol}$ [N/mm ²]	$\sigma_{c\ i\ sol}$ [N/mm ²]
Precompressione	4.814,76		11,26	11,26		
		-2.738,35	-13,92	17,51		
Peso proprio trave		935,85	4,76	-5,98		
AL TAGLIO DEI TREFOLI		935,85	2,10	22,79		
Cadute tensione	21,774%		0,58	-6,26		
Peso soletta e traversi		771,02	3,92	-4,93		
Peso proprio finiture		763,49	1,14	-3,81	1,83	-1,09
PONTE SCARICO		2.470,37	7,74	7,79	1,83	-1,09
Carichi accidentali (Mmax)		1.244,74	1,87	-6,21	2,98	-1,77
PONTE CARICO		3.715,11	9,61	1,57	4,81	-2,86
Carichi accidentali (Vmax)		1.217,69	1,83	-6,08	2,92	-1,74
PONTE CARICO Vmax		3.688,06	9,57	1,71	4,74	-2,82
<i>Verifiche t=0</i>	compressione	22,79	<	0,70 $f_{ckj} =$	26,15	OK
	trazione	2,10	>	0,00		OK
	acciaio precompressione	1460,00	<	0,80 $f_{ptk} =$	1488,00	OK
				0,90 $f_{p(1)k} =$	1503,00	OK
<i>Verifiche t=inf</i> (prud. Comb QUASI PERM)	compressione	9,61	<	0,45 $f_{ck} =$	20,54	OK
	trazione	1,57	>	0,00		OK
	acciaio precompressione	1078,30	<	0,80 $f_{p(1)k} =$	1336,00	OK
Verifiche soletta (prud. Comb QUASI PERM)	compressione	4,81	<	0,45 $f_{ck} =$	16,81	OK

3.5.2.2 Verifica a rottura

Momento flettente massimo sulla trave:

$$\begin{aligned} M_{perm.} &= 935.85 + 771.02 = 1706.87 \text{ kNm} \\ M_{perm., non str.} &= 763.49 \text{ kNm} \\ M_{c.m.} &= 1244.74 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Il momento sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$M_{Sdu} = 1.35 \times 1706.87 + 1.50 \times 763.49 + 1.35 \times 1244.74 = 5129.92 \text{ kNm}$$

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione di mezzeria con:

- calcestruzzo

larghezza soletta collaborante $b = 1.40 \text{ m}$, altezza totale $h = 1.62 \text{ m}$

- armatura di precompressione

$$\begin{aligned} A_s &= 12 \text{ tref. da } 1/2'' = 11.16 \text{ cm}^2 && \text{a } 1.58 \text{ m dal bordo superiore} \\ A_s &= 12 \text{ tref. da } 1/2'' = 11.16 \text{ cm}^2 && \text{a } 1.54 \text{ m dal bordo superiore} \\ A_s &= 8 \text{ tref. da } 1/2'' = 7.44 \text{ cm}^2 && \text{a } 1.50 \text{ m dal bordo superiore} \\ A_s &= 2 \text{ tref. da } 1/2'' = 1.86 \text{ cm}^2 && \text{a } 0.34 \text{ m dal bordo superiore} \\ A_s &= 2 \text{ tref. da } 1/2'' = 1.86 \text{ cm}^2 && \text{a } 0.30 \text{ m dal bordo superiore} \end{aligned}$$

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo della trave di bordo con:

$f_{cd} = 0,85 f_{ck} / 1,5 = 21,17 \text{ N/mm}^2$	resistenza di calcolo a compressione del cls ($R_{ck}=45 \text{ N/mm}^2$)
$f_{ptk} = 1860 \text{ N/mm}^2$	tensione caratteristica a rottura dell'acciaio preteso
$E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$	modulo di elasticità dell'acciaio
$\gamma_s = 1,15$	coefficiente di sicurezza dell'acciaio

Il momento sollecitante di progetto vale:

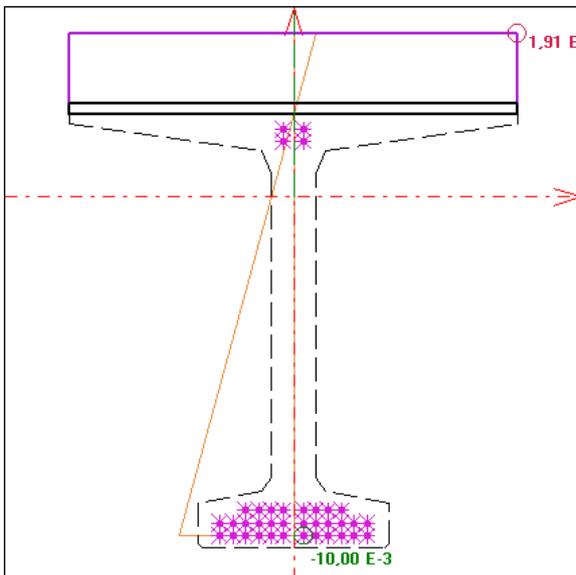
$$M_{Sd} = 5129.92 \text{ kNm}$$

Tensione finale di calcolo:

$$\sigma_{spf} = 1124.97 \text{ N/mm}^2$$

Momento ultimo resistente:

$$M_{Rd,u} = 6586.51 \text{ kNm}$$



Condizione di carico n. 1

Con: sforzo normale sollecitante $N_{us} = 0,00 \text{ kN}$
flessione retta imposta

I momenti flettenti resistenti risultano:
 $M_{xur} = 6586,51 \text{ kNm}$
 $M_{yur} =$

Campo 2 max eps c = 1,914 E-3
min eps s = -10,000 E-3 (<0 = trazione) >>

Distanza asse neutro dal vertice più compresso $x = 25,38 \text{ cm}$
 $x/d = 0,1606$ $x/h = 0,1567$ ($d = 158,0$ $h = 162,0 \text{ cm}$)

Angolo dall'asse X alla normale all'asse neutro = 90,0000°

con un coefficiente di sicurezza η pari a **1.77**, la sezione risulta verificata a flessione.

3.5.2.3 Verifica delle tensioni tangenziali

Le tensioni normali nelle fibre baricentriche delle quattro fasi della trave, necessarie per la verifica a taglio, risultano dunque le seguenti:

	Baricentro FASE 1	Baricentro FASE 2
Tensione baricentrica	6.09 N/mm ²	7.75 N/mm ²
Tensione baricentrica (2/3P)	5.72 N/mm ²	7.89 N/mm ²

La verifica a taglio della sezione precompressa in oggetto viene eseguita in termini di tensioni principali di trazione considerando le fibre baricentriche delle tre fasi costruttive della trave.

<u>Caratteristiche della sezione</u>		Baricentro fase 1	Baricentro fase 2	Attacco trave-soletta
		77,99 cm	107,66 cm	140,00 cm
Fase 1	Larghezza sez. a taglio	14,00 cm	14,00 cm	- cm
	Momento statico	105.803,9 cm ²	99.639,8 cm ²	- cm ²
	Momento d'inerzia	12.198.597 cm ⁴	12.198.597 cm ⁴	- cm ⁴
Fase 2	Larghezza sez. a taglio	14,00 cm	14,00 cm	140,00 cm
	Momento statico	165.101,3 cm ²	171.262,5 cm ²	126.823,8 cm ²
	Momento d'inerzia	21.576.622 cm ⁴	21.576.622 cm ⁴	21.576.622 cm ⁴

$$\tau = V_{sd} \times S / b_w J$$

Tensioni tangenziali	V	τ	τ	τ
Peso proprio della trave	0,00 kN	0,00 N/mm ²	0,00 N/mm ²	- N/mm ²
Peso soletta e traversi	0,00 kN	0,00 N/mm ²	0,00 N/mm ²	- N/mm ²
Peso finiture	2,22 kN	0,01 N/mm ²	0,01 N/mm ²	0,00 N/mm ²
Carichi mobili	127,62 kN	0,70 N/mm ²	0,72 N/mm ²	0,05 N/mm ²
TOTALE	129,84 kN	0,71 N/mm²	0,74 N/mm²	0,05 N/mm²

Le tensioni principali di trazione e compressione vengono valutate secondo il criterio di Mohr nelle due configurazioni principali del ponte:

$$\sigma_{I,II} = \frac{\sigma_x \pm \sqrt{\sigma_x^2 + 4 \cdot \tau_{xy}^2}}{2} \quad \sigma_{I,II} = \frac{\sigma_x \pm \sqrt{\sigma_x^2 + 4 \cdot [\tau_{xy} - 1/3 \cdot (\sigma_{P1} + \sigma_{P2})]^2}}{2}$$

- Considerando la precompressione piena

		FASE 1	FASE 2
Tens. principali $\sigma_{I,II}$	di trazione	-0.082 N/mm ²	-0.069 N/mm ²
	di compressione	6.189 N/mm ²	7.823 N/mm ²

- Considerando i 2/3 della precompressione

		FASE 1	FASE 2
Tens. principali $\sigma_{I,II}$	di trazione	-0.087 N/mm ²	-0.068 N/mm ²
	di compressione	5.803 N/mm ²	7.959 N/mm ²

La tensione principale massima di trazione σ_1 è pari a 0.082 N/mm² che risulta inferiore a 0,02 R_{ck} = 1,100 N/mm² dunque non è necessaria la verifica dell'armatura a taglio.

3.5.2.4 Verifica allo SLU senza armatura resistente a taglio

Si verifica per ogni tipologia di trave (1, 2, 3 e 4) la sezione soggetta alla maggiore sollecitazione tagliante.

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo con:

$f_{ck} = 0,83 R_{ck} = 45,7 \text{ N/mm}^2$	resistenza caratteristica a compress. del cls
$f_{cd} = 0,85 f_{ck}/1,5 = 0,85 \times 45,65/1,5 = 25,9 \text{ N/mm}^2$	resistenza di calcolo a compress. del cls
$f_{yd} = f_{yk} / 1,15 = 450/1,15 = 391 \text{ N/mm}^2$	tensione di calcolo per acciaio B450C

Il taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$V_{Sd} = 1.50 \times 2.22 + 1.35 \times 127.62 = 175,62 \text{ kN}$$

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo della sezione senza armature trasversali resistenti al taglio.

$V_{Sd} =$	175,6	kN	
$f_{ck} =$	45,7	N/mm ²	resistenza caratteristica a compressione del cls
$f_{cd} =$	25,9	N/mm ²	resistenza di calcolo a compressione del cls
$f_{ctd} =$	1,8	N/mm ²	$= f_{ctk,0.05} / \gamma_c = 0.7 f_{ctm} / \gamma_c = 0,7 \times (0,30 f_{ck}^{2/3}) / 1,50$
$b_w =$	14	cm	larghezza minima della sezione
$d =$	130	cm	altezza utile della sezione
$A_{sl} =$	8,04	cm ²	area dell'armatura longitudinale = 4 ϕ 16
$k =$	1,39		$= 1 + (20/d)^{1/2} \leq 2,0$
$\rho_1 =$	0,004		$= A_{sl} / (b_w d) \leq 0,02$
$v_{min} =$	0,39		$= 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$
$\sigma_{cp} =$	5,17	N/mm ²	tensione media di compress. nella sezione $N_{Ed}/A_c \leq 0,2 f_{cd}$
$V_{Rcd} =$	224	kN	$= [0,18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / 1,5 + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d$
$V_{Rcd,min} =$	212	kN	$= (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d$
$V_{Rd} = \max (V_{Rcd}) =$	224,0	kN	$> 175,6 \text{ kN} = V_{Sd}$

Nel caso di elementi in c.a.p. disposti in semplice appoggio, nelle zone non fessurate da momento flettente ($\sigma_t < f_{ctd}$), la resistenza a taglio della sezione priva di armature trasversali puo valutarsi, in accordo al punto 4.1.2.1.3.1 della norma, con la formula:

$$V_{Rd} = 0,7 b_w d (f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} f_{ctd})^{1/2} = 449,50 \text{ kN} > 175,6 \text{ kN} = V_{Sd}$$

La sezione è verificata con un coefficiente η pari a **2,56**, pertanto non è necessario prevedere apposita armatura a taglio.

3.5.3 Sezione a distanza 5,50 m dalla mezzeria (sezione S)

3.5.3.1 Verifica delle tensioni normali

Nella tabella seguente vengono riportate le sollecitazioni e le tensioni nella sezione di mezzeria.

	N [kN]	M [kNm]		σ_s [N/mm ²]	σ_i [N/mm ²]	$\sigma_{c,s,sol}$ [N/mm ²]	$\sigma_{c,i,sol}$ [N/mm ²]
Precompressione	4.814,76			11,26	11,26		
		-2.738,35		-13,92	17,51		
Peso proprio trave		780,52		3,97	-4,99		
AL TAGLIO DEI TREFOLI		780,52		1,31	23,78		
Cadute tensione	22,230%			0,59	-6,40		
Peso soletta e traversi		653,37		3,32	-4,18		
Peso proprio finiture		633,45		0,95	-3,16	1,52	-0,90
PONTE SCARICO		2.067,34		6,17	10,05	1,52	-0,90
Carichi accidentali (Mmax)		2.285,28		3,43	-11,40	5,47	-3,26
PONTE CARICO		4.352,62		9,60	-1,35	6,99	-4,16
Carichi accidentali (Vmax)		1.002,95		1,50	-5,00	2,40	-1,43
PONTE CARICO Vmax		3.070,29		7,68	5,04	3,92	-2,33
<i>Verifiche t=0</i>	compressione	23,78	<	0,70 $f_{ckj} =$		26,15	OK
	trazione	1,31	>	0,00			OK
	acciaio precompressione	1460,00	<	0,80 $f_{ptk} =$		1488,00	OK
				0,90 $f_{p(1)k} =$		1503,00	OK
<i>Verifiche t=inf</i> (prud. Comb QUASI PERM)	compressione	9,60	<	0,45 $f_{ck} =$		20,54	OK
	trazione	-1,35	>	0,00			trazione
	acciaio precompressione	1061,63	<	0,80 $f_{p(1)k} =$		1336,00	OK
<i>Verifiche soletta</i> (prud. Comb QUASI PERM)	compressione	6,99	<	0,45 $f_{ck} =$		16,81	OK

Il lembo inferiore della sezione risulta in trazione $\sigma_t = 1,35$, comunque inferiore alla resistenza a trazione di progetto del calcestruzzo:

$$f_{ctd} = f_{ctk,0.005} / \gamma_c = 0,7 \times f_{ctm} / \gamma_c = 0,7 \times (0,30 f_{ck}^{2/3}) / \gamma_c = 1,79 \text{ N/mm}^2$$

3.5.3.2 Verifica a rottura

Momento flettente massimo sulla trave:

$$\begin{aligned} M_{perm.} &= 780.52 + 653.37 = 1433.89 \text{ kNm} \\ M_{perm., non str.} &= 633.45 \text{ kNm} \\ M_{c.m.} &= 2285.28 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Il momento sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$M_{Sdu} = 1.35 \times 1433.89 + 1.50 \times 633.45 + 1.35 \times 2285.28 = 5971.05 \text{ kNm}$$

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione di mezzeria con:

- calcestruzzo

larghezza soletta collaborante $b = 1.40 \text{ m}$, altezza totale $h = 1.62 \text{ m}$

- armatura di precompressione

$$\begin{aligned} A_s &= 12 \text{ tref. da } 1/2'' = 11.16 \text{ cm}^2 && \text{a } 1.58 \text{ m dal bordo superiore} \\ A_s &= 12 \text{ tref. da } 1/2'' = 11.16 \text{ cm}^2 && \text{a } 1.54 \text{ m dal bordo superiore} \\ A_s &= 8 \text{ tref. da } 1/2'' = 7.44 \text{ cm}^2 && \text{a } 1.50 \text{ m dal bordo superiore} \\ A_s &= 2 \text{ tref. da } 1/2'' = 1.86 \text{ cm}^2 && \text{a } 0.34 \text{ m dal bordo superiore} \\ A_s &= 2 \text{ tref. da } 1/2'' = 1.86 \text{ cm}^2 && \text{a } 0.30 \text{ m dal bordo superiore} \end{aligned}$$

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo della trave di bordo con:

$f_{cd} = 0,85 f_{ck} / 1,5 = 21,17 \text{ N/mm}^2$	resistenza di calcolo a compressione del cls ($R_{ck}=45 \text{ N/mm}^2$)
$f_{ptk} = 1860 \text{ N/mm}^2$	tensione caratteristica a rottura dell'acciaio preteso
$E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$	modulo di elasticità dell'acciaio
$\gamma_s = 1,15$	coefficiente di sicurezza dell'acciaio

Il momento sollecitante di progetto vale:

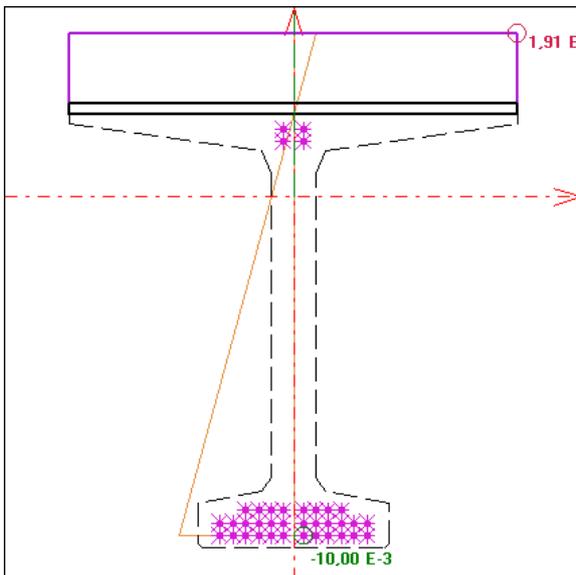
$$M_{Sd} = 5971.05 \text{ kNm}$$

Tensione finale di calcolo:

$$\sigma_{spf} = 1118.41 \text{ N/mm}^2$$

Momento ultimo resistente:

$$M_{Rd,u} = 6585.36 \text{ kNm}$$



Condizione di carico n. 1

Con: sforzo normale sollecitante $N_{us} = 0,00 \text{ kN}$
flessione retta imposta

I momenti flettenti resistenti risultano:
 $M_{xur} = 6585,36 \text{ kNm}$
 $M_{yur} =$

Campo 2 max eps c = 1,913 E-3
min eps s = -10,000 E-3 (<0 = trazione) >>

Distanza asse neutro dal vertice più compresso $x = 25,37 \text{ cm}$
 $x/d = 0,1606$ $x/h = 0,1566$ ($d = 158,0$ $h = 162,0 \text{ cm}$)

Angolo dall'asse X alla normale all'asse neutro = 90,0000°

OK I traccia calcolo...

con un coefficiente di sicurezza η pari a **1.51**, la sezione risulta verificata a flessione.

3.5.3.3 Verifica delle tensioni tangenziali

Le tensioni normali nelle fibre baricentriche delle quattro fasi della trave, necessarie per la verifica a taglio, risultano dunque le seguenti:

	Baricentro FASE 1	Baricentro FASE 2
Tensione baricentrica	6.51 N/mm ²	7.07 N/mm ²
Tensione baricentrica (2/3P)	4.66 N/mm ²	6.43 N/mm ²

La verifica a taglio della sezione precompressa in oggetto viene eseguita in termini di tensioni principali di trazione considerando le fibre baricentriche delle tre fasi costruttive della trave.

<u>Caratteristiche della sezione</u>		Baricentro fase 1	Baricentro fase 2	Attacco trave-soletta
		77,99 cm	107,66 cm	140,00 cm
Fase 1	Larghezza sez. a taglio	14,00 cm	14,00 cm	- cm
	Momento statico	105.803,9 cm ²	99.639,8 cm ²	- cm ²
	Momento d'inerzia	12.198.597 cm ⁴	12.198.597 cm ⁴	- cm ⁴
Fase 2	Larghezza sez. a taglio	14,00 cm	14,00 cm	140,00 cm
	Momento statico	165.101,3 cm ²	171.262,5 cm ²	126.823,8 cm ²
	Momento d'inerzia	21.576.622 cm ⁴	21.576.622 cm ⁴	21.576.622 cm ⁴

$$\tau = V_{sd} \times S / b_w J$$

Tensioni tangenziali	V	τ	τ	τ
Peso proprio della trave	56,49 kN	0,35 N/mm ²	0,33 N/mm ²	- N/mm ²
Peso soletta e traversi	42,36 kN	0,26 N/mm ²	0,25 N/mm ²	- N/mm ²
Peso finiture	45,87 kN	0,25 N/mm ²	0,26 N/mm ²	0,02 N/mm ²
Carichi mobili	49,75 kN	0,27 N/mm ²	0,28 N/mm ²	0,02 N/mm ²
TOTALE	194,46 kN	1,13 N/mm²	1,12 N/mm²	0,04 N/mm²

Le tensioni principali di trazione e compressione vengono valutate secondo il criterio di Mohr nelle due configurazioni principali del ponte:

$$\sigma_{I,II} = \frac{\sigma_x \pm \sqrt{\sigma_x^2 + 4 \cdot \tau_{xy}^2}}{2} \quad \sigma_{I,II} = \frac{\sigma_x \pm \sqrt{\sigma_x^2 + 4 \cdot [\tau_{xy} - 1/3 \cdot (\sigma_{P1} + \sigma_{P2})]^2}}{2}$$

- Considerando la precompressione piena

		FASE 1	FASE 2
Tens. principali $\sigma_{I,II}$	di trazione	-0.192 N/mm ²	-0.173 N/mm ²
	di compressione	6.702 N/mm ²	7.241 N/mm ²

- Considerando i 2/3 della precompressione

		FASE 1	FASE 2
Tens. principali $\sigma_{I,II}$	di trazione	-0.262 N/mm ²	-0.189 N/mm ²
	di compressione	4.921 N/mm ²	6.622 N/mm ²

La tensione principale massima di trazione σ_1 è pari a 0.192 N/mm² che risulta inferiore a 0,02 R_{ck} = 1,100 N/mm² dunque non è necessaria la verifica dell'armatura a taglio.

3.5.3.4 Verifica allo SLU senza armatura resistente a taglio

Si verifica per ogni tipologia di trave (1, 2, 3 e 4) la sezione soggetta alla maggiore sollecitazione tagliante.

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo con:

$f_{ck} = 0,83 R_{ck} = 45,7 \text{ N/mm}^2$	resistenza caratteristica a compress. del cls
$f_{cd} = 0,85 f_{ck}/1,5 = 0,85 \times 45,65/1,5 = 25,9 \text{ N/mm}^2$	resistenza di calcolo a compress. del cls
$f_{yd} = f_{yk} / 1,15 = 450/1,15 = 391 \text{ N/mm}^2$	tensione di calcolo per acciaio B450C

Il taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$V_{Sd} = 1.35 \times (56.49+42.36) + 1.50 \times 45.87 + 1.35 \times 49.75 = 269,42 \text{ kN}$$

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo della sezione senza armature trasversali resistenti al taglio.

$V_{Sd} =$	269,4	kN	
$f_{ck} =$	45,7	N/mm ²	resistenza caratteristica a compressione del cls
$f_{cd} =$	25,9	N/mm ²	resistenza di calcolo a compressione del cls
$f_{ctd} =$	1,8	N/mm ²	$= f_{ctk,0.05} / \gamma_c = 0.7 f_{ctm} / \gamma_c = 0,7 \times (0,30 f_{ck}^{2/3}) / 1,50$
$b_w =$	14	cm	larghezza minima della sezione
$d =$	130	cm	altezza utile della sezione
$A_{sl} =$	8,04	cm ²	area dell'armatura longitudinale = 4 ϕ 16
$k =$	1,39		$= 1+(20/d)^{1/2} \leq 2,0$
$\rho_1 =$	0,004		$= A_{sl}/(b_w d) \leq 0,02$
$v_{min} =$	0,39		$= 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$
$\sigma_{cp} =$	5,17	N/mm ²	tensione media di compress. nella sezione $N_{Ed} / A_c \leq 0,2 f_{cd}$
$V_{Rcd} =$	224	kN	$= [0,18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3}/1,5 + 0,15\sigma_{cp}] b_w d$
$V_{Rcd,min} =$	212	kN	$= (v_{min} + 0,15\sigma_{cp}) b_w d$
$V_{Rd} = \max (V_{Rcd}) =$	224,0	kN	$> 269,4 \text{ kN} = V_{Sd}$

Nel caso di elementi in c.a.p. disposti in semplice appoggio, nelle zone non fessurate da momento flettente ($\sigma_t < f_{ctd}$), la resistenza a taglio della sezione priva di armature trasversali puo valutarsi, in accordo al punto 4.1.2.1.3.1 della norma, con la formula:

$$V_{Rd} = 0,7 b_w d (f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} f_{ctd})^{1/2} = 449,50 \text{ kN} > 269,4 \text{ kN} = V_{Sd}$$

La sezione è verificata con un coefficiente η pari a **1,67**, pertanto non è necessario prevedere apposita armatura a taglio.

3.5.4 Sezione a distanza 7,50 m dalla mezzeria (sezione 1)

3.5.4.1 Verifica delle tensioni normali

Nella tabella seguente vengono riportate le sollecitazioni e le tensioni nella sezione di mezzeria.

	N [kN]	M [kNm]		σ_s [N/mm ²]	σ_i [N/mm ²]	$\sigma_{c,s,sol}$ [N/mm ²]	$\sigma_{c,i,sol}$ [N/mm ²]
Precompressione	4.814,76			11,26	11,26		
		-2.738,35		-13,92	17,51		
Peso proprio trave		647,01		3,29	-4,14		
AL TAGLIO DEI TREFOLI		647,01		0,63	24,63		
Cadute tensione	22,623%			0,60	-6,51		
Peso soletta e traversi		539,60		2,74	-3,45		
Peso proprio finiture		522,55		0,78	-2,61	1,25	-0,74
PONTE SCARICO		1.709,16		4,76	12,07	1,25	-0,74
Carichi accidentali (Mmax)		2.298,66		3,45	-11,47	5,50	-3,28
PONTE CARICO		4.007,82		8,21	0,60	6,76	-4,02
Carichi accidentali (Vmax)		2.239,06		3,36	-11,17	5,36	-3,19
PONTE CARICO Vmax		3.948,22		8,12	0,90	6,61	-3,94
<i>Verifiche t=0</i>	compressione	24,63	<	0,70 $f_{ckj} =$		26,15	OK
	trazione	0,63	>	0,00			OK
	acciaio precompressione	1460,00	<	0,80 $f_{ptk} =$		1488,00	OK
				0,90 $f_{p(1)k} =$		1503,00	OK
<i>Verifiche t=inf</i> (prud. Comb QUASI PERM)	compressione	8,21	<	0,45 $f_{ck} =$		20,54	OK
	trazione	0,60	>	0,00			OK
	acciaio precompressione	1046,96	<	0,80 $f_{p(1)k} =$		1336,00	OK
<i>Verifiche soletta</i> (prud. Comb QUASI PERM)	compressione	6,76	<	0,45 $f_{ck} =$		16,81	OK

3.5.4.2 Verifica a rottura

Momento flettente massimo sulla trave:

$$\begin{aligned} M_{perm.} &= 647.01 + 539.60 = 1186.61 \text{ kNm} \\ M_{perm., non str.} &= 522.55 \text{ kNm} \\ M_{c.m.} &= 2298.66 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Il momento sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$M_{Sdu} = 1.35 \times 1186.61 + 1.50 \times 522.55 + 1.35 \times 2298.66 = 5488.94 \text{ kNm}$$

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione di mezzeria con:

- calcestruzzo

larghezza soletta collaborante $b = 1.40 \text{ m}$, altezza totale $h = 1.62 \text{ m}$

- armatura di precompressione

$$\begin{aligned} A_s &= 12 \text{ tref. da } 1/2'' = 11.16 \text{ cm}^2 && \text{a } 1.58 \text{ m dal bordo superiore} \\ A_s &= 12 \text{ tref. da } 1/2'' = 11.16 \text{ cm}^2 && \text{a } 1.54 \text{ m dal bordo superiore} \\ A_s &= 8 \text{ tref. da } 1/2'' = 7.44 \text{ cm}^2 && \text{a } 1.50 \text{ m dal bordo superiore} \\ A_s &= 2 \text{ tref. da } 1/2'' = 1.86 \text{ cm}^2 && \text{a } 0.34 \text{ m dal bordo superiore} \\ A_s &= 2 \text{ tref. da } 1/2'' = 1.86 \text{ cm}^2 && \text{a } 0.30 \text{ m dal bordo superiore} \end{aligned}$$

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo della trave di bordo con:

$f_{cd} = 0,85 f_{ck} / 1,5 = 21,17 \text{ N/mm}^2$	resistenza di calcolo a compressione del cls ($R_{ck}=45 \text{ N/mm}^2$)
$f_{ptk} = 1860 \text{ N/mm}^2$	tensione caratteristica a rottura dell'acciaio preteso
$E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$	modulo di elasticità dell'acciaio
$\gamma_s = 1,15$	coefficiente di sicurezza dell'acciaio

Il momento sollecitante di progetto vale:

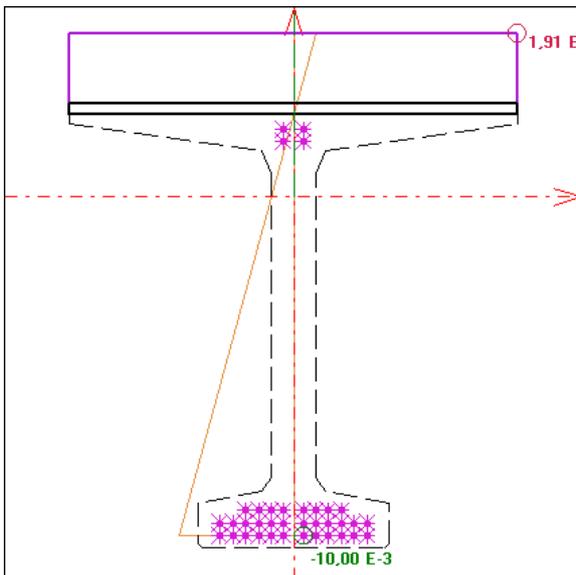
$$M_{Sd} = 5488.94 \text{ kNm}$$

Tensione finale di calcolo:

$$\sigma_{spf} = 1112.76 \text{ N/mm}^2$$

Momento ultimo resistente:

$$M_{Rd,u} = 6584.36 \text{ kNm}$$



Condizione di carico n. 1

Con: sforzo normale sollecitante $N_{us} = 0,00 \text{ kN}$
flessione retta imposta

I momenti flettenti resistenti risultano:
 $M_{xur} = 6584,36 \text{ kNm}$
 $M_{yur} =$

Campo 2 max eps c = 1,912 E-3
min eps s = -10,000 E-3 (<0 = trazione) >>

Distanza asse neutro dal vertice più compresso $x = 25,36 \text{ cm}$
 $x/d = 0,1605$ $x/h = 0,1566$ ($d = 158,0$ $h = 162,0 \text{ cm}$)

Angolo dall'asse X alla normale all'asse neutro = 90,0000°

con un coefficiente di sicurezza η pari a **1.64**, la sezione risulta verificata a flessione.

3.5.4.3 Verifica delle tensioni tangenziali

Le tensioni normali nelle fibre baricentriche delle quattro fasi della trave, necessarie per la verifica a taglio, risultano dunque le seguenti:

	Baricentro FASE 1	Baricentro FASE 2
Tensione baricentrica	4.92 N/mm ²	6.45 N/mm ²
Tensione baricentrica (2/3P)	4.90 N/mm ²	6.77 N/mm ²

La verifica a taglio della sezione precompressa in oggetto viene eseguita in termini di tensioni principali di trazione considerando le fibre baricentriche delle tre fasi costruttive della trave.

<u>Caratteristiche della sezione</u>		Baricentro fase 1	Baricentro fase 2	Attacco trave-soletta
		77,99 cm	107,66 cm	140,00 cm
Fase 1	Larghezza sez. a taglio	14,00 cm	14,00 cm	- cm
	Momento statico	105.803,9 cm ²	99.639,8 cm ²	- cm ²
	Momento d'inertia	12.198.597 cm ⁴	12.198.597 cm ⁴	- cm ⁴
Fase 2	Larghezza sez. a taglio	14,00 cm	14,00 cm	140,00 cm
	Momento statico	165.101,3 cm ²	171.262,5 cm ²	126.823,8 cm ²
	Momento d'inertia	21.576.622 cm ⁴	21.576.622 cm ⁴	21.576.622 cm ⁴

$$\tau = V_{sd} \times S / b_w J$$

Tensioni tangenziali	V	τ	τ	τ
Peso proprio della trave	77,03 kN	0,48 N/mm ²	0,45 N/mm ²	- N/mm ²
Peso soletta e traversi	53,48 kN	0,33 N/mm ²	0,31 N/mm ²	- N/mm ²
Peso finiture	60,66 kN	0,33 N/mm ²	0,34 N/mm ²	0,03 N/mm ²
Carichi mobili	162,57 kN	0,89 N/mm ²	0,92 N/mm ²	0,07 N/mm ²
TOTALE	353,73 kN	2,03 N/mm²	2,03 N/mm²	0,09 N/mm²

Le tensioni principali di trazione e compressione vengono valutate secondo il criterio di Mohr nelle due configurazioni principali del ponte:

$$\sigma_{I,II} = \frac{\sigma_x \pm \sqrt{\sigma_x^2 + 4 \cdot \tau_{xy}^2}}{2} \quad \sigma_{I,II} = \frac{\sigma_x \pm \sqrt{\sigma_x^2 + 4 \cdot [\tau_{xy} - 1/3 \cdot (\sigma_{P1} + \sigma_{P2})]^2}}{2}$$

- Considerando la precompressione piena

		FASE 1	FASE 2
Tens. principali $\sigma_{I,II}$	di trazione	-0.729 N/mm ²	-0.584 N/mm ²
	di compressione	5.647 N/mm ²	7.033 N/mm ²

- Considerando i 2/3 della precompressione

		FASE 1	FASE 2
Tens. principali $\sigma_{I,II}$	di trazione	-0.730 N/mm ²	-0.561 N/mm ²
	di compressione	5.633 N/mm ²	7.329 N/mm ²

La tensione principale massima di trazione σ_1 è pari a 0.729 N/mm² che risulta inferiore a 0,02 R_{ck} = 1,100 N/mm² dunque non è necessaria la verifica dell'armatura a taglio.

3.5.4.4 Verifica allo SLU senza armatura resistente a taglio

Si verifica per ogni tipologia di trave (1, 2, 3 e 4) la sezione soggetta alla maggiore sollecitazione tagliante.

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo con:

$f_{ck} = 0,83$	$R_{ck} = 45,7$	N/mm^2	resistenza caratteristica a compress. del cls
$f_{cd} = 0,85$	$f_{ck}/1,5 = 0,85 \times 45,65/1,5 = 25,9$	N/mm^2	resistenza di calcolo a compress. del cls
$f_{yd} = f_{yk} / 1,15 = 450/1,15 = 391$		N/mm^2	tensione di calcolo per acciaio B450C

Il taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$V_{Sd} = 1.35 \times (77.03 + 53.48) + 1.50 \times 60.66 + 1.35 \times 162.57 = 486,64 \text{ kN}$$

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo della sezione senza armature trasversali resistenti al taglio.

$V_{Sd} =$	486,6	kN	
$f_{ck} =$	45,7	N/mm^2	resistenza caratteristica a compressione del cls
$f_{cd} =$	25,9	N/mm^2	resistenza di calcolo a compressione del cls
$f_{ctd} =$	1,8	N/mm^2	$= f_{ctk,0.05} / \gamma_c = 0.7 f_{ctm} / \gamma_c = 0,7 \times (0,30 f_{ck}^{2/3}) / 1,50$
$b_w =$	14	cm	larghezza minima della sezione
$d =$	130	cm	altezza utile della sezione
$A_{sl} =$	8,04	cm^2	area dell'armatura longitudinale = 4 ϕ 16
$k =$	1,39		$= 1 + (20/d)^{1/2} \leq 2,0$
$\rho_1 =$	0,004		$= A_{sl} / (b_w d) \leq 0,02$
$v_{min} =$	0,39		$= 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$
$\sigma_{cp} =$	5,17	N/mm^2	tensione media di compress. nella sezione $N_{Ed} / A_c \leq 0,2 f_{cd}$
$V_{Rcd} =$	224	kN	$= [0,18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / 1,5 + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d$
$V_{Rcd,min} =$	212	kN	$= (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d$
$V_{Rd} = \max (V_{Rcd}) =$	224,0	kN	$< 486,6 \text{ kN} = V_{Sd}$

Nel caso di elementi in c.a.p. disposti in semplice appoggio, nelle zone non fessurate da momento flettente ($\sigma_t < f_{ctd}$), la resistenza a taglio della sezione priva di armature trasversali puo valutarsi, in accordo al punto 4.1.2.1.3.1 della norma, con la formula:

$$V_{Rd} = 0,7 b_w d (f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} f_{ctd})^{1/2} = 449,50 \text{ kN} < 486,6 \text{ kN} = V_{Sd}$$

La sezione non è verificata a taglio, è necessario prevedere apposita armatura a taglio.

3.5.4.5 Verifica allo SLU con armatura resistente a taglio

$$\begin{aligned}f_{yk} &= 450 \text{ N/mm}^2 \\f_{cd} &= 25,9 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza di calcolo a compressione del cls} \\f'_{cd} &= 12,9 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza a compress. ridotta del cls d'anima} \\f_{yd} &= 391 \text{ N/mm}^2 \text{ tensione di calcolo dell'acciaio}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\min \cotan(\theta) &= 2,50 \\ \theta_{\max} &= 21,8 \\ \theta &= 21,8 \text{ }^\circ \text{ inclinazione dei puntoni di calcestruzzo} \\ A_{sw} &= 1,57 \text{ cm}^2 \text{ area dell'armatura trasversale} = 2 \text{ } \emptyset 10 \\ s &= 12,5 \text{ cm} \text{ interasse tra due armature trasversali consecutive} \\ \alpha &= 90 \text{ }^\circ \text{ angolo di inclinazione dell'armatura trasversale} \\ \sigma_{cp} &= 8,72 \text{ N/mm}^2 \text{ tensione media di compressione nella sezione: } N_{Ed} / A_c \\ \sigma_{cp} / f_{cd} &= 0,34 \\ \alpha_c &= 1,25 \quad 0,25 \leq \sigma_{cp} / f_{cd} \leq 0,50 \\ \text{ctg } \theta_1 &= 3,47 = \tau / \sigma_1 \text{ angolo di inclinazione della prima fessurazione}\end{aligned}$$

con:

- $\tau = 2.03$: tensione tangenziale baricentrica della sezione interamente reagente
- $\sigma_1 = 0.58$: trazione principale sulla corda baricentrica della sezione interamente reagente

In presenza di significativo sforzo assiale conseguente alla precompressione, si deve rispettare la limitazione:

$$\text{ctg } \theta_1 \leq \text{ctg } \theta$$

Resistenza di calcolo del calcestruzzo d'anima:

$$V_{Rcd} = 913 \text{ kN} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$$

Resistenza di calcolo dell'armatura trasversale:

$$V_{Rsd} = 1438 \text{ kN} = 0,9 d A_{sw} / s f_{yd} (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \sin \alpha$$

Verifica:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rcd}, V_{Rsd}) = 913 \text{ kN} > 487 \text{ kN} = V_{Sd}$$

La sezione è verificata a taglio con 8 staffe ϕ 10/m a due bracci, il coefficiente η è pari a **1,88**.

3.5.5 Sezione a distanza 8,50 m dalla mezzeria (sezione 2)

3.5.5.1 Verifica delle tensioni normali

Nella tabella seguente vengono riportate le sollecitazioni e le tensioni nella sezione di mezzeria.

	N [kN]	M [kNm]		σ_s [N/mm ²]	σ_i [N/mm ²]	$\sigma_{c,s,sol}$ [N/mm ²]	$\sigma_{c,i,sol}$ [N/mm ²]
Precompressione	4.814,76			11,26	11,26		
		-2.738,35		-13,92	17,51		
Peso proprio trave		564,85		2,87	-3,61		
AL TAGLIO DEI TREFOLI		564,85		0,22	25,16		
Cadute tensione	22,864%			0,61	-6,58		
Peso soletta e traversi		471,39		2,40	-3,01		
Peso proprio finiture		454,71		0,68	-2,27	1,09	-0,65
PONTE SCARICO		1.490,95		3,90	13,30	1,09	-0,65
Carichi accidentali (Mmax)		2.184,43		3,27	-10,90	5,23	-3,11
PONTE CARICO		3.675,38		7,18	2,40	6,32	-3,76
Carichi accidentali (Vmax)		2.162,02		3,24	-10,79	5,18	-3,08
PONTE CARICO Vmax		3.652,97		7,14	2,51	6,27	-3,73
<i>Verifiche t=0</i>	compressione	25,16	<	0,70 $f_{ckj} =$		26,15	OK
	trazione	0,22	>	0,00			OK
	acciaio precompressione	1460,00	<	0,80 $f_{ptk} =$		1488,00	OK
				0,90 $f_{p(1)k} =$		1503,00	OK
<i>Verifiche t=inf</i> (prud. Comb QUASI PERM)	compressione	7,18	<	0,45 $f_{ck} =$		20,54	OK
	trazione	2,40	>	0,00			OK
	acciaio precompressione	1038,00	<	0,80 $f_{p(1)k} =$		1336,00	OK
<i>Verifiche soletta</i> (prud. Comb QUASI PERM)	compressione	6,32	<	0,45 $f_{ck} =$		16,81	OK

3.5.5.2 Verifica a rottura

Momento flettente massimo sulla trave:

$$\begin{aligned} M_{perm.} &= 564.85 + 471.39 = 1036.24 \text{ kNm} \\ M_{perm., non str.} &= 454.71 \text{ kNm} \\ M_{c.m.} &= 2184.43 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Il momento sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$M_{Sdu} = 1.35 \times 1036.24 + 1.50 \times 454.71 + 1.35 \times 2184.43 = 5029.97 \text{ kNm}$$

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione di mezzeria con:

- calcestruzzo

larghezza soletta collaborante $b = 1.40 \text{ m}$, altezza totale $h = 1.62 \text{ m}$

- armatura di precompressione

$$\begin{aligned} A_s &= 12 \text{ tref. da } 1/2'' = 11.16 \text{ cm}^2 && \text{a } 1.58 \text{ m dal bordo superiore} \\ A_s &= 12 \text{ tref. da } 1/2'' = 11.16 \text{ cm}^2 && \text{a } 1.54 \text{ m dal bordo superiore} \\ A_s &= 8 \text{ tref. da } 1/2'' = 7.44 \text{ cm}^2 && \text{a } 1.50 \text{ m dal bordo superiore} \\ A_s &= 2 \text{ tref. da } 1/2'' = 1.86 \text{ cm}^2 && \text{a } 0.34 \text{ m dal bordo superiore} \\ A_s &= 2 \text{ tref. da } 1/2'' = 1.86 \text{ cm}^2 && \text{a } 0.30 \text{ m dal bordo superiore} \end{aligned}$$

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo della trave di bordo con:

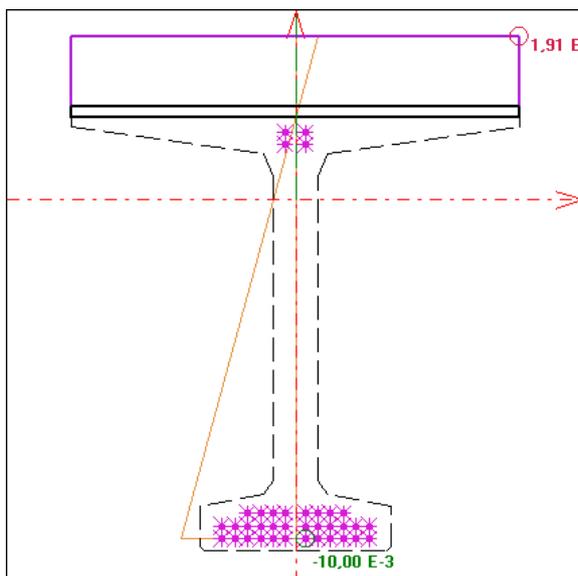
$f_{cd} = 0,85 f_{ck} / 1,5 = 21,17 \text{ N/mm}^2$	resistenza di calcolo a compressione del cls ($R_{ck}=45 \text{ N/mm}^2$)
$f_{ptk} = 1860 \text{ N/mm}^2$	tensione caratteristica a rottura dell'acciaio preteso
$E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$	modulo di elasticità dell'acciaio
$\gamma_s = 1,15$	coefficiente di sicurezza dell'acciaio

Il momento sollecitante di progetto vale:

$$\begin{aligned} M_{Sd} &= 5029.97 \text{ kNm} \\ \sigma_{spf} &= 1109.29 \text{ N/mm}^2 \\ M_{Rd,u} &= 6583.76 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Tensione finale di calcolo:

Momento ultimo resistente:



Condizione di carico n. 1

Con: sforzo normale sollecitante $N_{us} = 0,00 \text{ kN}$
flessione retta imposta

I momenti flettenti resistenti risultano:
 $M_{xur} = 6583,76 \text{ kNm}$
 $M_{yur} =$

Campo 2 max eps c = 1,912 E-3
min eps s = -10,000 E-3 (<0 = trazione) >>

Distanza asse neutro dal vertice più compresso $x = 25,36 \text{ cm}$
 $x/d = 0,1605$ $x/h = 0,1565$ ($d = 158,0$ $h = 162,0 \text{ cm}$)

Angolo dall'asse X alla normale all'asse neutro = 90,0000°

con un coefficiente di sicurezza η pari a **1.79**, la sezione risulta verificata a flessione.

3.5.5.3 Verifica delle tensioni tangenziali

Le tensioni normali nelle fibre baricentriche delle quattro fasi della trave, necessarie per la verifica a taglio, risultano dunque le seguenti:

	Baricentro FASE 1	Baricentro FASE 2
Tensione baricentrica	5.09 N/mm ²	6.07 N/mm ²
Tensione baricentrica (2/3P)	4.36 N/mm ²	6.02 N/mm ²

La verifica a taglio della sezione precompressa in oggetto viene eseguita in termini di tensioni principali di trazione considerando le fibre baricentriche delle fasi costruttive della trave.

<u>Caratteristiche della sezione</u>		Baricentro fase 1	Baricentro fase 2	Attacco trave-soletta
		77,985 cm	107,658 cm	140,00 cm
Fase 1	Larghezza sez. a taglio	14,00 cm	14,00 cm	- cm
	Momento statico	105.803,9 cm ²	99.639,8 cm ²	- cm ²
	Momento d'inerzia	12.198.597 cm ⁴	12.198.597 cm ⁴	- cm ⁴
Fase 2	Larghezza sez. a taglio	14,00 cm	14,00 cm	140,00 cm
	Momento statico	165.101,3 cm ²	171.262,5 cm ²	126.823,8 cm ²
	Momento d'inerzia	21.576.622 cm ⁴	21.576.622 cm ⁴	21.576.622 cm ⁴

$$\tau = V_{sd} \times S / b_w J$$

Tensioni tangenziali	V	τ	τ	τ
Peso proprio della trave	87,30 kN	0,54 N/mm ²	0,51 N/mm ²	- N/mm ²
Peso soletta e traversi	59,13 kN	0,37 N/mm ²	0,34 N/mm ²	- N/mm ²
Peso finiture	67,21 kN	0,37 N/mm ²	0,38 N/mm ²	0,03 N/mm ²
Carichi mobili	266,43 kN	1,46 N/mm ²	1,51 N/mm ²	0,11 N/mm ²
TOTALE	480,06 kN	2,73 N/mm²	2,75 N/mm²	0,14 N/mm²

Le tensioni principali di trazione e compressione vengono valutate secondo il criterio di Mohr nelle due configurazioni principali del ponte:

$$\sigma_{I,II} = \frac{\sigma_x \pm \sqrt{\sigma_x^2 + 4 \cdot \tau_{xy}^2}}{2} \quad \sigma_{I,II} = \frac{\sigma_x \pm \sqrt{\sigma_x^2 + 4 \cdot [\tau_{xy} - 1/3 \cdot (\sigma_{P1} + \sigma_{P2})]^2}}{2}$$

- Considerando la precompressione piena

		FASE 1	FASE 2
Tens. principali $\sigma_{I,II}$	di trazione	-1.188 N/mm ²	-1.058 N/mm ²
	di compressione	6.278 N/mm ²	7.129 N/mm ²

- Considerando i 2/3 della precompressione

		FASE 1	FASE 2
Tens. principali $\sigma_{I,II}$	di trazione	-1.314 N/mm ²	-1.065 N/mm ²
	di compressione	5.673 N/mm ²	7.082 N/mm ²

La tensione principale massima σ_1 è pari a 1.188 N/mm², maggiore di 0,02 R_{ck} = 1,100 N/mm², è quindi necessaria la verifica dell'armatura a taglio.

3.5.5.4 Verifica allo SLU senza armatura resistente a taglio

Si verifica per ogni tipologia di trave (1, 2, 3 e 4) la sezione soggetta alla maggiore sollecitazione tagliante.

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo con:

$f_{ck} = 0,83 R_{ck} = 45,7 \text{ N/mm}^2$	resistenza caratteristica a compress. del cls
$f_{cd} = 0,85 f_{ck}/1,5 = 0,85 \times 45,65/1,5 = 25,9 \text{ N/mm}^2$	resistenza di calcolo a compress. del cls
$f_{yd} = f_{yk} / 1,15 = 450/1,15 = 391 \text{ N/mm}^2$	tensione di calcolo per acciaio B450C

Il taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$V_{Sd} = 1.35 \times (87.30 + 59.13) + 1.50 \times 67.21 + 1.35 \times 266.43 = 658,18 \text{ kN}$$

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo della sezione senza armature trasversali resistenti al taglio.

$$V_{Sd} = \mathbf{658,2} \quad \text{kN}$$

$f_{ck} = 45,7$	N/mm^2	resistenza caratteristica a compressione del cls
$f_{cd} = 25,9$	N/mm^2	resistenza di calcolo a compressione del cls
$f_{ctd} = 1,8$	N/mm^2	$= f_{ctk,0.05} / \gamma_c = 0.7 f_{ctm} / \gamma_c = 0,7 \times (0,30 f_{ck}^{2/3}) / 1,50$
$b_w = 14$	cm	larghezza minima della sezione
$d = 130$	cm	altezza utile della sezione
$A_{sl} = 8,04$	cm^2	area dell'armatura longitudinale = 4 ϕ 16

$$k = 1,39 \quad = 1 + (20/d)^{1/2} \leq 2,0$$

$$\rho_1 = 0,004 \quad = A_{sl} / (b_w d) \leq 0,02$$

$$v_{min} = 0,39 \quad = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

$$\sigma_{cp} = 5,17 \quad \text{N/mm}^2 \quad \text{tensione media di compress. nella sezione } N_{Ed} / A_c \leq 0,2 f_{cd}$$

$$V_{Rcd} = 224 \quad \text{kN} \quad = [0,18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / 1,5 + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d$$

$$V_{Rcd,min} = 212 \quad \text{kN} \quad = (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d$$

$$V_{Rd} = \max (V_{Rcd}) = 224,0 \text{ kN} < 658,2 \text{ kN} = V_{Sd}$$

Nel caso di elementi in c.a.p. disposti in semplice appoggio, nelle zone non fessurate da momento flettente ($\sigma_t < f_{ctd}$), la resistenza a taglio della sezione priva di armature trasversali puo valutarsi, in accordo al punto 4.1.2.1.3.1 della norma, con la formula:

$$V_{Rd} = 0,7 b_w d (f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} f_{ctd})^{1/2} = 449,50 \text{ kN} < 658,2 \text{ kN} = V_{Sd}$$

La sezione non è verificata a taglio, è necessario prevedere apposita armatura a taglio.

3.5.5.5 Verifica allo SLU con armatura resistente a taglio

$$\begin{aligned}f_{yk} &= 450 \text{ N/mm}^2 \\f_{cd} &= 25,9 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza di calcolo a compressione del cls} \\f'_{cd} &= 12,9 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza a compress. ridotta del cls d'anima} \\f_{yd} &= 391 \text{ N/mm}^2 \text{ tensione di calcolo dell'acciaio}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\min \cotan(\theta) &= 2,50 \\ \theta_{\max} &= 21,8 \\ \theta &= 21,8 \text{ }^\circ \text{ inclinazione dei puntoni di calcestruzzo} \\ A_{sw} &= 1,57 \text{ cm}^2 \text{ area dell'armatura trasversale} = 2 \text{ } \emptyset 10 \\ s &= 12,5 \text{ cm} \text{ interasse tra due armature trasversali consecutive} \\ \alpha &= 90 \text{ }^\circ \text{ angolo di inclinazione dell'armatura trasversale} \\ \sigma_{cp} &= 8,69 \text{ N/mm}^2 \text{ tensione media di compressione nella sezione: } N_{Ed} / A_c \\ \sigma_{cp} / f_{cd} &= 0,34 \\ \alpha_c &= 1,25 \quad 0,25 \leq \sigma_{cp} / f_{cd} \leq 0,50 \\ \text{ctg } \theta_1 &= 2,60 = \tau / \sigma_1 \text{ angolo di inclinazione della prima fessurazione}\end{aligned}$$

con:

- $\tau = 2.75$: tensione tangenziale baricentrica della sezione interamente reagente
- $\sigma_1 = 1.06$: trazione principale sulla corda baricentrica della sezione interamente reagente

In presenza di significativo sforzo assiale conseguente alla precompressione, si deve rispettare la limitazione:

$$\text{ctg } \theta_1 \leq \text{ctg } \theta$$

Resistenza di calcolo del calcestruzzo d'anima:

$$V_{Rcd} = 913 \text{ kN} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$$

Resistenza di calcolo dell'armatura trasversale:

$$V_{Rsd} = 1438 \text{ kN} = 0,9 d A_{sw} / s f_{yd} (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \sin \alpha$$

Verifica:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rcd}, V_{Rsd}) = 913 \text{ kN} > 658 \text{ kN} = V_{Sd}$$

La sezione è verificata a taglio con 8 staffe ϕ 10/m a due bracci, il coefficiente η è pari a **1,39**.

3.5.6 Sezione a distanza 9,50 m dalla mezzeria (sezione 3)

3.5.6.1 Verifica delle tensioni normali

Nella tabella seguente vengono riportate le sollecitazioni e le tensioni nella sezione di mezzeria.

	N [kN]	M [kNm]		σ_s [N/mm ²]	σ_i [N/mm ²]	$\sigma_{c,s,sol}$ [N/mm ²]	$\sigma_{c,i,sol}$ [N/mm ²]
Precompressione	4.012,30			9,45	9,45		
		-2.205,52		-11,25	14,34		
Peso proprio trave		472,42		2,41	-3,07		
AL TAGLIO DEI TREFOLI		472,42		0,61	20,72		
Cadute tensione	20,603%			0,37	-4,90		
Peso soletta e traversi		395,53		2,02	-2,57		
Peso proprio finiture		379,47		0,57	-1,92	0,91	-0,54
PONTE SCARICO		1.247,42		3,57	11,32	0,91	-0,54
Carichi accidentali (Mmax)		1.895,71		2,84	-9,61	4,56	-2,70
PONTE CARICO		3.143,13		6,41	1,71	5,48	-3,24
Carichi accidentali (Vmax)		1.862,94		2,79	-9,45	4,49	-2,66
PONTE CARICO Vmax		3.110,36		6,36	1,87	5,40	-3,20
<i>Verifiche t=0</i>	compressione	20,72	<	0,70 $f_{ckj} =$		26,15	OK
	trazione	0,61	>	0,00			OK
	acciaio precompressione	1460,00	<	0,80 $f_{ptk} =$		1488,00	OK
				0,90 $f_{p(1)k} =$		1503,00	OK
<i>Verifiche t=inf</i> (prud. Comb QUASI PERM)	compressione	6,41	<	0,45 $f_{ck} =$		20,54	OK
	trazione	1,71	>	0,00			OK
	acciaio precompressione	1081,69	<	0,80 $f_{p(1)k} =$		1336,00	OK
<i>Verifiche soletta</i> (prud. Comb QUASI PERM)	compressione	5,48	<	0,45 $f_{ck} =$		16,81	OK

3.5.6.2 Verifica a rottura

Momento flettente massimo sulla trave:

$$\begin{aligned} M_{perm.} &= 472.42 + 395.53 = 867.95 \text{ kNm} \\ M_{perm., non str.} &= 379.47 \text{ kNm} \\ M_{c.m.} &= 1895.71 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Il momento sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$M_{Sdu} = 1.35 \times 867.95 + 1.50 \times 379.47 + 1.35 \times 1895.71 = 4300.15 \text{ kNm}$$

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione di mezzeria con:

- calcestruzzo

larghezza soletta collaborante $b = 1.40 \text{ m}$, altezza totale $h = 1.62 \text{ m}$

- armatura di precompressione

$$\begin{aligned} A_s &= 12 \text{ tref. da } 1/2'' = 11.16 \text{ cm}^2 && \text{a } 1.58 \text{ m dal bordo superiore} \\ A_s &= 8 \text{ tref. da } 1/2'' = 7.44 \text{ cm}^2 && \text{a } 1.54 \text{ m dal bordo superiore} \\ A_s &= 6 \text{ tref. da } 1/2'' = 5.58 \text{ cm}^2 && \text{a } 1.50 \text{ m dal bordo superiore} \\ A_s &= 2 \text{ tref. da } 1/2'' = 1.86 \text{ cm}^2 && \text{a } 0.34 \text{ m dal bordo superiore} \\ A_s &= 2 \text{ tref. da } 1/2'' = 1.86 \text{ cm}^2 && \text{a } 0.30 \text{ m dal bordo superiore} \end{aligned}$$

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo della trave di bordo con:

$f_{cd} = 0,85 f_{ck} / 1,5 = 21,17 \text{ N/mm}^2$	resistenza di calcolo a compressione del cls ($R_{ck}=45 \text{ N/mm}^2$)
$f_{ptk} = 1860 \text{ N/mm}^2$	tensione caratteristica a rottura dell'acciaio preteso
$E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$	modulo di elasticità dell'acciaio
$\gamma_s = 1,15$	coefficiente di sicurezza dell'acciaio

Il momento sollecitante di progetto vale:

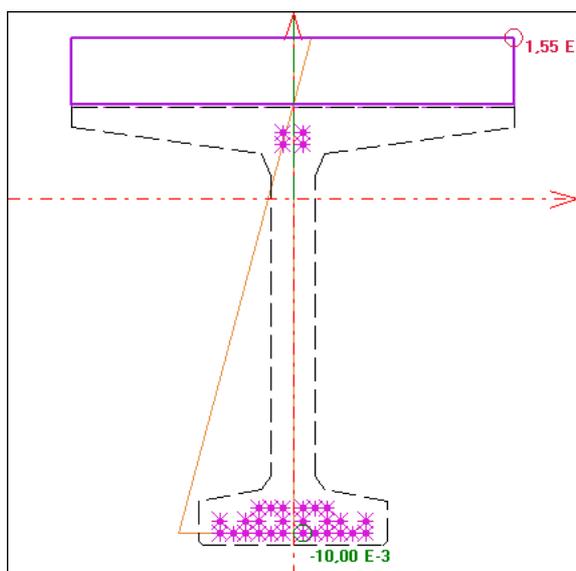
$$M_{Sd} = 4300.15 \text{ kNm}$$

Tensione finale di calcolo:

$$\sigma_{spf} = 1141.81 \text{ N/mm}^2$$

Momento ultimo resistente:

$$M_{Rd,u} = 5471.85 \text{ kNm}$$



Condizione di carico n. 1

Con: sforzo normale sollecitante $N_{us} = 0,00 \text{ kN}$
flessione retta imposta

I momenti flettenti resistenti risultano:
 $M_{xur} = 5471,85 \text{ kNm}$
 $M_{yur} =$

Campo 2 max eps c = 1,545 E-3
min eps s = -10,000 E-3 (<0 = trazione) >>

Distanza asse neutro dal vertice più compresso $x = 21,15 \text{ cm}$
 $x/d = 0,1338$ $x/h = 0,1305$ ($d = 158,0$ $h = 162,0 \text{ cm}$)

Angolo dall'asse X alla normale all'asse neutro = 90,0000°

con un coefficiente di sicurezza η pari a **1.74**, la sezione risulta verificata a flessione.

3.5.6.3 Verifica delle tensioni tangenziali

Le tensioni normali nelle fibre baricentriche delle quattro fasi della trave, necessarie per la verifica a taglio, risultano dunque le seguenti:

	Baricentro FASE 1	Baricentro FASE 2
Tensione baricentrica	4.39 N/mm ²	5.34 N/mm ²
Tensione baricentrica (2/3P)	3.83 N/mm ²	5.28 N/mm ²

La verifica a taglio della sezione precompressa in oggetto viene eseguita in termini di tensioni principali di trazione considerando le fibre baricentriche delle tre fasi costruttive della trave.

<u>Caratteristiche della sezione</u>		Baricentro fase 1	Baricentro fase 2	Attacco trave-soletta
		78,44 cm	108,04 cm	140,00 cm
Fase 1	Larghezza sez. a taglio	14,00 cm	14,00 cm	- cm
	Momento statico	104.036,3 cm ²	97.925,5 cm ²	- cm ²
	Momento d'inerzia	12.066.139 cm ⁴	12.066.139 cm ⁴	- cm ⁴
Fase 2	Larghezza sez. a taglio	14,00 cm	14,00 cm	140,00 cm
	Momento statico	162.027,3 cm ²	168.139,9 cm ²	124.913,1 cm ²
	Momento d'inerzia	21.305.746 cm ⁴	21.305.746 cm ⁴	21.305.746 cm ⁴

$$\tau = V_{sd} \times S / b_w J$$

Tensioni tangenziali	V	τ		τ		τ	
Peso proprio della trave	97,57 kN	0,60	N/mm ²	0,57	N/mm ²	-	N/mm ²
Peso soletta e traversi	64,88 kN	0,40	N/mm ²	0,38	N/mm ²	-	N/mm ²
Peso finiture	73,48 kN	0,40	N/mm ²	0,41	N/mm ²	0,03	N/mm ²
Carichi mobili	331,32 kN	1,80	N/mm ²	1,87	N/mm ²	0,14	N/mm ²
TOTALE	567,24 kN	3,20	N/mm²	3,22	N/mm²	0,17	N/mm²

Le tensioni principali di trazione e compressione vengono valutate secondo il criterio di Mohr nelle due configurazioni principali del ponte:

$$\sigma_{I,II} = \frac{\sigma_x \pm \sqrt{\sigma_x^2 + 4 \cdot \tau_{xy}^2}}{2} \quad \sigma_{I,II} = \frac{\sigma_x \pm \sqrt{\sigma_x^2 + 4 \cdot [\tau_{xy} - 1/3 \cdot (\sigma_{P1} + \sigma_{P2})]^2}}{2}$$

- Considerando la precompressione piena

		FASE 1	FASE 2
Tens. principali $\sigma_{I,II}$	di trazione	-1.686 N/mm ²	-1.516 N/mm ²
	di compressione	6.072 N/mm ²	6.852 N/mm ²

- Considerando i 2/3 della precompressione

		FASE 1	FASE 2
Tens. principali $\sigma_{I,II}$	di trazione	-1.813 N/mm ²	-1.527 N/mm ²
	di compressione	5.644 N/mm ²	6.804 N/mm ²

La tensione principale massima σ_1 è pari a 1.686 N/mm², maggiore di 0,02 R_{ck} = 1,100 N/mm², è quindi necessaria la verifica dell'armatura a taglio.

3.5.6.4 Verifica allo SLU senza armatura resistente a taglio

Si verifica per ogni tipologia di trave (1, 2, 3 e 4) la sezione soggetta alla maggiore sollecitazione tagliante.

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo con:

$f_{ck} = 0,83 R_{ck} = 45,7 \text{ N/mm}^2$	resistenza caratteristica a compress. del cls
$f_{cd} = 0,85 f_{ck}/1,5 = 0,85 \times 45,65/1,5 = 25,9 \text{ N/mm}^2$	resistenza di calcolo a compress. del cls
$f_{yd} = f_{yk} / 1,15 = 450/1,15 = 391 \text{ N/mm}^2$	tensione di calcolo per acciaio B450C

Il taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$V_{Sd} = 1.35 \times (97.57 + 64.88) + 1.50 \times 73.48 + 1.35 \times 331.32 = 776,81 \text{ kN}$$

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo della sezione senza armature trasversali resistenti al taglio.

$$V_{Sd} = \mathbf{776,8} \quad \text{kN}$$

$$f_{ck} = 45,7 \quad \text{N/mm}^2 \quad \text{resistenza caratteristica a compressione del cls}$$

$$f_{cd} = 25,9 \quad \text{N/mm}^2 \quad \text{resistenza di calcolo a compressione del cls}$$

$$f_{ctd} = 1,8 \quad \text{N/mm}^2 \quad = f_{ctk,0.05} / \gamma_c = 0,7 f_{ctm} / \gamma_c = 0,7 \times (0,30 f_{ck}^{2/3}) / 1,50$$

$$b_w = 14 \quad \text{cm} \quad \text{larghezza minima della sezione}$$

$$d = 130 \quad \text{cm} \quad \text{altezza utile della sezione}$$

$$A_{sl} = 8,04 \quad \text{cm}^2 \quad \text{area dell'armatura longitudinale} = 4 \phi 16$$

$$k = 1,39 \quad = 1 + (20/d)^{1/2} \leq 2,0$$

$$\rho_1 = 0,004 \quad = A_{sl} / (b_w d) \leq 0,02$$

$$V_{min} = 0,39 \quad = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

$$\sigma_{cp} = 5,17 \quad \text{N/mm}^2 \quad \text{tensione media di compress. nella sezione } N_{Ed} / A_c \leq 0,2 f_{cd}$$

$$V_{Rcd} = 224 \quad \text{kN} \quad = [0,18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / 1,5 + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d$$

$$V_{Rcd,min} = 212 \quad \text{kN} \quad = (V_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d$$

$$V_{Rd} = \max (V_{Rcd}) = 224,0 \text{ kN} < 776,8 \text{ kN} = V_{Sd}$$

Nel caso di elementi in c.a.p. disposti in semplice appoggio, nelle zone non fessurate da momento flettente ($\sigma_t < f_{ctd}$), la resistenza a taglio della sezione priva di armature trasversali puo valutarsi, in accordo al punto 4.1.2.1.3.1 della norma, con la formula:

$$V_{Rd} = 0,7 b_w d (f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} f_{ctd})^{1/2} = 449,50 \text{ kN} < 776,8 \text{ kN} = V_{Sd}$$

La sezione non è verificata a taglio, è necessario prevedere apposita armatura a taglio.

3.5.6.5 Verifica allo SLU con armatura resistente a taglio

$$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = 25,9 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza di calcolo a compressione del cls}$$

$$f'_{cd} = 12,9 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza a compress. ridotta del cls d'anima}$$

$$f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2 \text{ tensione di calcolo dell'acciaio}$$

$$\min \cotan(\theta) = 2,13$$

$$\theta_{\max} = 25,2$$

$$\theta = 24 \text{ }^\circ \text{ inclinazione dei puntoni di calcestruzzo}$$

$$A_{sw} = 1,57 \text{ cm}^2 \text{ area dell'armatura trasversale} = 2 \text{ } \emptyset 10$$

$$s = 10 \text{ cm interasse tra due armature trasversali consecutive}$$

$$\alpha = 90 \text{ }^\circ \text{ angolo di inclinazione dell'armatura trasversale}$$

$$\sigma_{cp} = 7,50 \text{ N/mm}^2 \text{ tensione media di compressione nella sezione: } N_{Ed} / A_c$$

$$\sigma_{cp} / f_{cd} = 0,29$$

$$\alpha_c = 1,25 \quad 0,25 \leq \sigma_{cp} / f_{cd} \leq 0,50$$

$$\text{ctg } \theta_1 = 2,13 = \tau / \sigma_1 \text{ angolo di inclinazione della prima fessurazione}$$

con:

- $\tau = 3,22$: tensione tangenziale baricentrica della sezione interamente reagente
- $\sigma_1 = 1,51$: trazione principale sulla corda baricentrica della sezione interamente reagente

In presenza di significativo sforzo assiale conseguente alla precompressione, si deve rispettare la limitazione:

$$\text{ctg } \theta_1 \leq \text{ctg } \theta$$

Resistenza di calcolo del calcestruzzo d'anima:

$$V_{Rcd} = 984 \text{ kN} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$$

Resistenza di calcolo dell'armatura trasversale:

$$V_{Rsd} = 1615 \text{ kN} = 0,9 d A_{sw} / s f_{yd} (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \sin \alpha$$

Verifica:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rcd}, V_{Rsd}) = 984 \text{ kN} > 777 \text{ kN} = V_{Sd}$$

La sezione è verificata a taglio con 10 staffe ϕ 10/m a due bracci, il coefficiente η è pari a **1,27**.

3.5.7 Sezione a distanza 11,50 m dalla mezzeria (sezione 4)

3.5.7.1 Verifica delle tensioni normali

Nella tabella seguente vengono riportate le sollecitazioni e le tensioni nella sezione di mezzeria.

	N [kN]	M [kNm]		σ_s [N/mm ²]	σ_i [N/mm ²]	$\sigma_{c,s,sol}$ [N/mm ²]	$\sigma_{c,i,sol}$ [N/mm ²]
Precompressione	2.407,38			5,74	5,74		
		-1.087,20		-5,59	7,33		
Peso proprio trave		256,75		1,32	-1,73		
AL TAGLIO DEI TREFOLI		256,75		1,47	11,34		
Cadute tensione	15,701%			-0,02	-2,05		
Peso soletta e traversi		220,45		1,13	-1,49		
Peso proprio finiture		207,71		0,31	-1,09	0,51	-0,30
PONTE SCARICO		684,91		2,89	6,71	0,51	-0,30
Carichi accidentali (Mmax)		1.219,56		1,83	-6,40	2,97	-1,74
PONTE CARICO		1.904,47		4,73	0,31	3,48	-2,04
Carichi accidentali (Vmax)		1.175,66		1,77	-6,17	2,87	-1,68
PONTE CARICO Vmax		1.860,57		4,66	0,54	3,37	-1,98
<i>Verifiche t=0</i>	compressione	11,34	<	0,70 $f_{ckj} =$		26,15	OK
	trazione	1,47	>	0,00			OK
	acciaio precompressione	1460,00	<	0,80 $f_{ptk} =$		1488,00	OK
				0,90 $f_{p(1)k} =$		1503,00	OK
<i>Verifiche t=inf</i> (prud. Comb QUASI PERM)	compressione	4,73	<	0,45 $f_{ck} =$		20,54	OK
	trazione	0,31	>	0,00			OK
	acciaio precompressione	1177,63	<	0,80 $f_{p(1)k} =$		1336,00	OK
<i>Verifiche soletta</i> (prud. Comb QUASI PERM)	compressione	3,48	<	0,45 $f_{ck} =$		16,81	OK

3.5.7.2 Verifica a rottura

Momento flettente massimo sulla trave:

$$\begin{aligned} M_{perm.} &= 256.75 + 220.45 = 477.20 \text{ kNm} \\ M_{perm., non \text{ str.}} &= 207.71 \text{ kNm} \\ M_{c.m.} &= 1219.56 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Il momento sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$M_{Sdu} = 1.35 \times 477.20 + 1.50 \times 207.71 + 1.35 \times 1219.56 = 2602.19 \text{ kNm}$$

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione di mezzeria con:

- calcestruzzo

larghezza soletta collaborante $b = 1.40 \text{ m}$, altezza totale $h = 1.62 \text{ m}$

- armatura di precompressione

$$\begin{aligned} A_s &= 6 \text{ tref. da } 1/2'' = 5.58 \text{ cm}^2 && \text{a } 1.58 \text{ m dal bordo superiore} \\ A_s &= 6 \text{ tref. da } 1/2'' = 5.58 \text{ cm}^2 && \text{a } 1.54 \text{ m dal bordo superiore} \\ A_s &= 2 \text{ tref. da } 1/2'' = 1.86 \text{ cm}^2 && \text{a } 1.50 \text{ m dal bordo superiore} \\ A_s &= 2 \text{ tref. da } 1/2'' = 1.86 \text{ cm}^2 && \text{a } 0.34 \text{ m dal bordo superiore} \\ A_s &= 2 \text{ tref. da } 1/2'' = 1.86 \text{ cm}^2 && \text{a } 0.30 \text{ m dal bordo superiore} \end{aligned}$$

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo della trave di bordo con:

$f_{cd} = 0,85 f_{ck} / 1,5 = 21,17 \text{ N/mm}^2$	resistenza di calcolo a compressione del cls ($R_{ck}=45 \text{ N/mm}^2$)
$f_{ptk} = 1860 \text{ N/mm}^2$	tensione caratteristica a rottura dell'acciaio preteso
$E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$	modulo di elasticità dell'acciaio
$\gamma_s = 1,15$	coefficiente di sicurezza dell'acciaio

Il momento sollecitante di progetto vale:

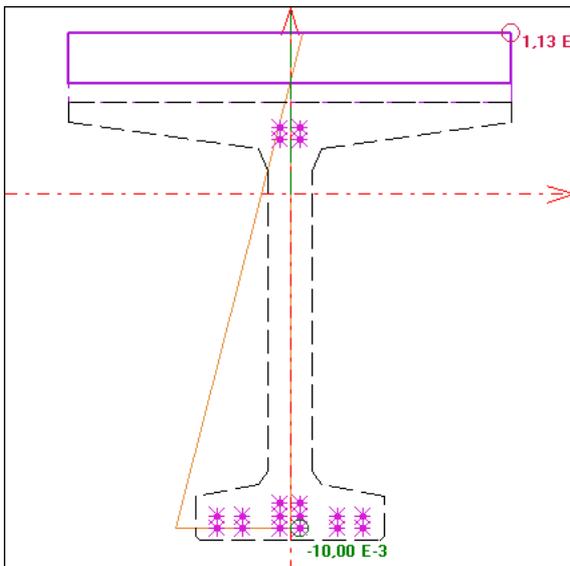
$$M_{Sd} = 2602.19 \text{ kNm}$$

Tensione finale di calcolo:

$$\sigma_{spf} = 1212.30 \text{ N/mm}^2$$

Momento ultimo resistente:

$$M_{Rd,u} = 3071.34 \text{ kNm}$$



Condizione di carico n. 1

Con: sforzo normale sollecitante $N_{us} = 0,00 \text{ kN}$
flessione retta imposta

I momenti flettenti resistenti risultano:
 $M_{xur} = 3071,34 \text{ kNm}$
 $M_{yur} =$

Campo 2 max eps c = 1,129 E-3
min eps s = -10,000 E-3 (<0 = trazione) >>

Distanza asse neutro dal vertice più compresso $x = 16,03 \text{ cm}$
 $x/d = 0,1014$ $x/h = 0,0989$ ($d = 158,0$ $h = 162,0 \text{ cm}$)

Angolo dall'asse X alla normale all'asse neutro = 90,0000°

con un coefficiente di sicurezza η pari a **1.61**, la sezione risulta verificata a flessione.

3.5.7.3 Verifica delle tensioni tangenziali

Le tensioni normali nelle fibre baricentriche delle quattro fasi della trave, necessarie per la verifica a taglio, risultano dunque le seguenti:

	Baricentro FASE 1	Baricentro FASE 2
Tensione baricentrica	2.88 N/mm ²	3.74 N/mm ²
Tensione baricentrica (2/3P)	2.62 N/mm ²	3.59 N/mm ²

La verifica a taglio della sezione precompressa in oggetto viene eseguita in termini di tensioni principali di trazione considerando le fibre baricentriche delle tre fasi costruttive della trave.

<u>Caratteristiche della sezione</u>		Baricentro fase 1	Baricentro fase 2	Attacco trave-soletta
		79,38 cm	108,83 cm	140,00 cm
Fase 1	Larghezza sez. a taglio	14,00 cm	14,00 cm	- cm
	Momento statico	104.036,3 cm ²	97.925,5 cm ²	- cm ²
	Momento d'inerzia	11.779.559 cm ⁴	11.779.559 cm ⁴	- cm ⁴
Fase 2	Larghezza sez. a taglio	14,00 cm	14,00 cm	140,00 cm
	Momento statico	162.027,3 cm ²	168.139,9 cm ²	124.913,1 cm ²
	Momento d'inerzia	20.734.675 cm ⁴	20.734.675 cm ⁴	20.734.675 cm ⁴

$$\tau = V_{sd} \times S / b_w J$$

Tensioni tangenziali	V	τ	τ	τ
Peso proprio della trave	118,11 kN	0,75 N/mm ²	0,70 N/mm ²	- N/mm ²
Peso soletta e traversi	76,76 kN	0,48 N/mm ²	0,46 N/mm ²	- N/mm ²
Peso finiture	86,41 kN	0,48 N/mm ²	0,50 N/mm ²	0,04 N/mm ²
Carichi mobili	492,05 kN	2,75 N/mm ²	2,85 N/mm ²	0,21 N/mm ²
TOTALE	773,32 kN	4,46 N/mm²	4,51 N/mm²	0,25 N/mm²

Le tensioni principali di trazione e compressione vengono valutate secondo il criterio di Mohr nelle due configurazioni principali del ponte:

$$\sigma_{I,II} = \frac{\sigma_x \pm \sqrt{\sigma_x^2 + 4 \cdot \tau_{xy}^2}}{2} \quad \sigma_{I,II} = \frac{\sigma_x \pm \sqrt{\sigma_x^2 + 4 \cdot [\tau_{xy} - 1/3 \cdot (\sigma_{P1} + \sigma_{P2})]^2}}{2}$$

- Considerando la precompressione piena

		FASE 1	FASE 2
Tens. principali $\sigma_{I,II}$	di trazione	-3.245 N/mm ²	-3.009 N/mm ²
	di compressione	6.124 N/mm ²	6.753 N/mm ²

- Considerando i 2/3 della precompressione

		FASE 1	FASE 2
Tens. principali $\sigma_{I,II}$	di trazione	-3.337 N/mm ²	-3.057 N/mm ²
	di compressione	5.956 N/mm ²	6.648 N/mm ²

La tensione principale massima σ_1 è pari a 3.245 N/mm², maggiore di 0,02 R_{ck} = 1,100 N/mm², è quindi necessaria la verifica dell'armatura a taglio.

3.5.7.4 Verifica allo SLU senza armatura resistente a taglio

Si verifica per ogni tipologia di trave (1, 2, 3 e 4) la sezione soggetta alla maggiore sollecitazione tagliante.

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo con:

$f_{ck} = 0,83 R_{ck} = 45,7 \text{ N/mm}^2$	resistenza caratteristica a compress. del cls
$f_{cd} = 0,85 f_{ck}/1,5 = 0,85 \times 45,65/1,5 = 25,9 \text{ N/mm}^2$	resistenza di calcolo a compress. del cls
$f_{yd} = f_{yk} / 1,15 = 450/1,15 = 391 \text{ N/mm}^2$	tensione di calcolo per acciaio B450C

Il taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$V_{Sd} = 1.35 \times (118.11 + 76.76) + 1.50 \times 86.41 + 1.35 \times 492.05 = 1056,96 \text{ kN}$$

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo della sezione senza armature trasversali resistenti al taglio.

$$V_{Sd} = \mathbf{1.056,9} \quad \text{kN}$$

$f_{ck} = 45,7$	N/mm^2	resistenza caratteristica a compressione del cls
$f_{cd} = 25,9$	N/mm^2	resistenza di calcolo a compressione del cls
$f_{ctd} = 1,8$	N/mm^2	$= f_{ctk,0.05} / \gamma_c = 0.7 f_{ctm} / \gamma_c = 0,7 \times (0,30 f_{ck}^{2/3}) / 1,50$
$b_w = 14$	cm	larghezza minima della sezione
$d = 130$	cm	altezza utile della sezione
$A_{sl} = 8,04$	cm^2	area dell'armatura longitudinale = 4 ϕ 16
$k = 1,39$		$= 1 + (20/d)^{1/2} \leq 2,0$
$\rho_1 = 0,004$		$= A_{sl} / (b_w d) \leq 0,02$
$v_{min} = 0,39$		$= 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$

$\sigma_{cp} = 4,84$	N/mm^2	tensione media di compress. nella sezione $N_{Ed} / A_c \leq 0,2 f_{cd}$
----------------------	-----------------	--------------------------------------------------------------------------

$V_{Rcd} = 215$	kN	$= [0,18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / 1,5 + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d$
$V_{Rcd,min} = 203$	kN	$= (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d$

$$V_{Rd} = \max (V_{Rcd}) = 215,0 \text{ kN} < 1056,9 \text{ kN} = V_{Sd}$$

Nel caso di elementi in c.a.p. disposti in semplice appoggio, nelle zone non fessurate da momento flettente ($\sigma_t < f_{ctd}$), la resistenza a taglio della sezione priva di armature trasversali puo valutarsi, in accordo al punto 4.1.2.1.3.1 della norma, con la formula:

$$V_{Rd} = 0,7 b_w d (f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} f_{ctd})^{1/2} = 438,70 \text{ kN} < 1056,9 \text{ kN} = V_{Sd}$$

La sezione non è verificata a taglio, è necessario prevedere apposita armatura a taglio.

3.5.7.5 Verifica allo SLU con armatura resistente a taglio

$$\begin{aligned}f_{yk} &= 450 \text{ N/mm}^2 \\f_{cd} &= 25,9 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza di calcolo a compressione del cls} \\f'_{cd} &= 12,9 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza a compress. ridotta del cls d'anima} \\f_{yd} &= 391 \text{ N/mm}^2 \text{ tensione di calcolo dell'acciaio}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\min \cotan(\theta) &= 1,50 \\ \theta_{\max} &= 33,7 \\ \theta &= 29,7^\circ \text{ inclinazione dei puntoni di calcestruzzo} \\ A_{sw} &= 2,26 \text{ cm}^2 \text{ area dell'armatura trasversale} = 2 \text{ } \varnothing 12 \\ s &= 10 \text{ cm} \text{ interasse tra due armature trasversali consecutive} \\ \alpha &= 90^\circ \text{ angolo di inclinazione dell'armatura trasversale} \\ \sigma_{cp} &= 4,84 \text{ N/mm}^2 \text{ tensione media di compressione nella sezione: } N_{Ed} / A_c \\ \sigma_{cp} / f_{cd} &= 0,19 \\ \alpha_c &= 1,19 \quad 0 \leq \sigma_{cp} / f_{cd} \leq 0,25 \\ \text{ctg } \theta_1 &= 1,50 = \tau / \sigma_1 \text{ angolo di inclinazione della prima fessurazione}\end{aligned}$$

con:

- $\tau = 4.51$: tensione tangenziale baricentrica della sezione interamente reagente
- $\sigma_1 = 3.01$: trazione principale sulla corda baricentrica della sezione interamente reagente

In presenza di significativo sforzo assiale conseguente alla precompressione, si deve rispettare la limitazione:

$$\text{ctg } \theta_1 \leq \text{ctg } \theta$$

Resistenza di calcolo del calcestruzzo d'anima:

$$V_{Rcd} = 1082 \text{ kN} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$$

Resistenza di calcolo dell'armatura trasversale:

$$V_{Rsd} = 1816 \text{ kN} = 0,9 d A_{sw} / s f_{yd} (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \sin \alpha$$

Verifica:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rcd}, V_{Rsd}) = 1082 \text{ kN} > 1057 \text{ kN} = V_{Sd}$$

La sezione è verificata a taglio con 10 staffe ϕ 10/m a due bracci, il coefficiente η è pari a **1,02**.

3.5.8 Sezione a distanza 12,50 m dalla mezzeria (sezione 5)

3.5.8.1 Verifica delle tensioni normali

Nella tabella seguente vengono riportate le sollecitazioni e le tensioni nella sezione di mezzeria.

	N [kN]	M [kNm]		σ_s [N/mm ²]	σ_i [N/mm ²]	$\sigma_{c,s,sol}$ [N/mm ²]	$\sigma_{c,i,sol}$ [N/mm ²]
Precompressione	2.407,38			5,74	5,74		
		-1.087,20		-5,59	7,33		
Peso proprio trave		133,51		0,69	-0,90		
AL TAGLIO DEI TREFOLI		133,51		0,84	12,17		
Cadute tensione	16,013%			-0,02	-2,09		
Peso soletta e traversi		120,97		0,62	-0,82		
Peso proprio finiture		110,90		0,17	-0,58	0,27	-0,16
PONTE SCARICO		365,38		1,60	8,68	0,27	-0,16
Carichi accidentali (Mmax)		683,62		1,03	-3,59	1,67	-0,98
PONTE CARICO		1.049,00		2,63	5,09	1,94	-1,14
Carichi accidentali (Vmax)		629,54		0,95	-3,30	1,53	-0,90
PONTE CARICO Vmax		994,92		2,55	5,38	1,81	-1,06
<i>Verifiche t=0</i>	compressione	12,17	<	0,70 $f_{ckj} =$		26,15	OK
	trazione	0,84	>	0,00			OK
	acciaio precompressione	1460,00	<	0,80 $f_{ptk} =$		1488,00	OK
				0,90 $f_{p(1)k} =$		1503,00	OK
<i>Verifiche t=inf</i> (prud. Comb QUASI PERM)	compressione	2,63	<	0,45 $f_{ck} =$		20,54	OK
	trazione	5,09	>	0,00			OK
	acciaio precompressione	1166,11	<	0,80 $f_{p(1)k} =$		1336,00	OK
<i>Verifiche soletta</i> (prud. Comb QUASI PERM)	compressione	1,94	<	0,45 $f_{ck} =$		16,81	OK

3.5.8.2 Verifica a rottura

Momento flettente massimo sulla trave:

$$\begin{aligned} M_{perm.} &= 133.51 + 120.97 = 254.48 \text{ kNm} \\ M_{perm., non str.} &= 110.90 \text{ kNm} \\ M_{c.m.} &= 683.62 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Il momento sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$M_{Sdu} = 1.35 \times 254.48 + 1.50 \times 110.90 + 1.35 \times 683.62 = 1432.79 \text{ kNm}$$

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione di mezzeria con:

- calcestruzzo

larghezza soletta collaborante $b = 1.40 \text{ m}$, altezza totale $h = 1.62 \text{ m}$

- armatura di precompressione

$$\begin{aligned} A_s &= 6 \text{ tref. da } 1/2'' = 5.58 \text{ cm}^2 && \text{a } 1.58 \text{ m dal bordo superiore} \\ A_s &= 6 \text{ tref. da } 1/2'' = 5.58 \text{ cm}^2 && \text{a } 1.54 \text{ m dal bordo superiore} \\ A_s &= 2 \text{ tref. da } 1/2'' = 1.86 \text{ cm}^2 && \text{a } 1.50 \text{ m dal bordo superiore} \\ A_s &= 2 \text{ tref. da } 1/2'' = 1.86 \text{ cm}^2 && \text{a } 0.34 \text{ m dal bordo superiore} \\ A_s &= 2 \text{ tref. da } 1/2'' = 1.86 \text{ cm}^2 && \text{a } 0.30 \text{ m dal bordo superiore} \end{aligned}$$

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo della trave di bordo con:

$f_{cd} = 0,85 f_{ck} / 1,5 = 21,17 \text{ N/mm}^2$	resistenza di calcolo a compressione del cls ($R_{ck}=45 \text{ N/mm}^2$)
$f_{ptk} = 1860 \text{ N/mm}^2$	tensione caratteristica a rottura dell'acciaio preteso
$E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$	modulo di elasticità dell'acciaio
$\gamma_s = 1,15$	coefficiente di sicurezza dell'acciaio

Il momento sollecitante di progetto vale:

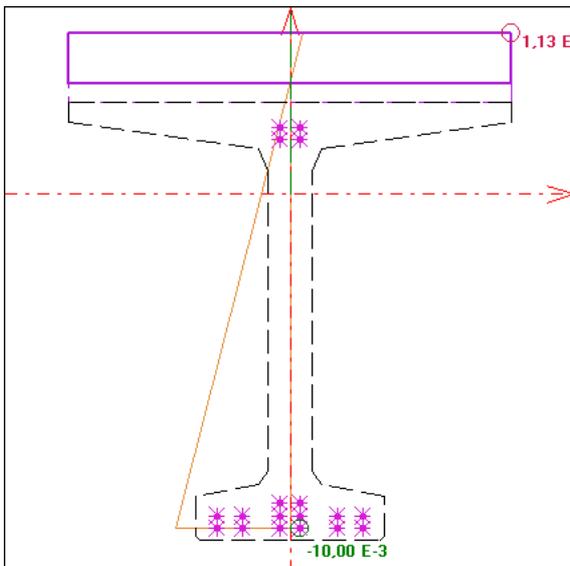
$$M_{Sd} = 1432.79 \text{ kNm}$$

Tensione finale di calcolo:

$$\sigma_{spf} = 1207.82 \text{ N/mm}^2$$

Momento ultimo resistente:

$$M_{Rd,u} = 3070.91 \text{ kNm}$$



Condizione di carico n. 1

Con: sforzo normale sollecitante $N_{us} = 0,00 \text{ kN}$
flessione retta imposta

I momenti flettenti resistenti risultano:
 $M_{xur} = 3070,91 \text{ kNm}$
 $M_{yur} =$

Campo 2 $\max \text{ eps } c = 1,128 \text{ E-3}$
 $\min \text{ eps } s = -10,000 \text{ E-3}$ (<0 = trazione) >>

Distanza asse neutro dal vertice più compresso $x = 16,02 \text{ cm}$
 $w/d = 0,1014$ $w/h = 0,0989$ ($d = 158,0$ $h = 162,0 \text{ cm}$)

Angolo dall'asse X alla normale all'asse neutro = $90,0000^\circ$

con un coefficiente di sicurezza η pari a **2.93**, la sezione risulta verificata a flessione.

3.5.8.3 Verifica delle tensioni tangenziali

Le tensioni normali nelle fibre baricentriche delle quattro fasi della trave, necessarie per la verifica a taglio, risultano dunque le seguenti:

	Baricentro FASE 1	Baricentro FASE 2
Tensione baricentrica	3.77 N/mm ²	3.18 N/mm ²
Tensione baricentrica (2/3P)	1.42 N/mm ²	1.95 N/mm ²

La verifica a taglio della sezione precompressa in oggetto viene eseguita in termini di tensioni principali di trazione considerando le fibre baricentriche delle tre fasi costruttive della trave.

<u>Caratteristiche della sezione</u>		Baricentro fase 1	Baricentro fase 2	Attacco trave-soletta
		79,383 cm	108,830 cm	140,00 cm
Fase 1	Larghezza sez. a taglio	14,00 cm	14,00 cm	- cm
	Momento statico	172.571,7 cm ²	162.485,4 cm ²	- cm ²
	Momento d'inerzia	11.779.559 cm ⁴	11.779.559 cm ⁴	- cm ⁴
Fase 2	Larghezza sez. a taglio	14,00 cm	14,00 cm	140,00 cm
	Momento statico	256.130,3 cm ²	266.217,1 cm ²	169.015,3 cm ²
	Momento d'inerzia	20.734.675 cm ⁴	20.734.675 cm ⁴	20.734.675 cm ⁴

$$\tau = V_{sd} \times S / b_w J$$

Tensioni tangenziali	V	τ	τ	τ
Peso proprio della trave	128,38 kN	1,34 N/mm ²	1,26 N/mm ²	- N/mm ²
Peso soletta e traversi	83,09 kN	0,87 N/mm ²	0,82 N/mm ²	- N/mm ²
Peso finiture	93,66 kN	0,83 N/mm ²	0,86 N/mm ²	0,05 N/mm ²
Carichi mobili	592,78 kN	5,23 N/mm ²	5,44 N/mm ²	0,35 N/mm ²
TOTALE	897,90 kN	8,27 N/mm²	8,38 N/mm²	0,40 N/mm²

Le tensioni principali di trazione e compressione vengono valutate secondo il criterio di Mohr nelle due configurazioni principali del ponte:

$$\sigma_{I,II} = \frac{\sigma_x \pm \sqrt{\sigma_x^2 + 4 \cdot \tau_{xy}^2}}{2} \quad \sigma_{I,II} = \frac{\sigma_x \pm \sqrt{\sigma_x^2 + 4 \cdot [\tau_{xy} - 1/3 \cdot (\sigma_{P1} + \sigma_{P2})]^2}}{2}$$

- Considerando la precompressione piena

		FASE 1	FASE 2
Tens. principali $\sigma_{I,II}$	di trazione	-6.595 N/mm ²	-6.939 N/mm ²
	di compressione	10.369 N/mm ²	10.117 N/mm ²

- Considerando i 2/3 della precompressione

		FASE 1	FASE 2
Tens. principali $\sigma_{I,II}$	di trazione	-7.589 N/mm ²	-7.461 N/mm ²
	di compressione	9.011 N/mm ²	9.410 N/mm ²

La tensione principale massima σ_1 è pari a 6.939 N/mm², maggiore di 0,02 R_{ck} = 1,100 N/mm², è quindi necessaria la verifica dell'armatura a taglio.

3.5.8.4 Verifica allo SLU senza armatura resistente a taglio

Si verifica per ogni tipologia di trave (1, 2, 3 e 4) la sezione soggetta alla maggiore sollecitazione tagliante.

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo con:

$f_{ck} = 0,83 R_{ck} = 45,7 \text{ N/mm}^2$	resistenza caratteristica a compress. del cls
$f_{cd} = 0,85 f_{ck}/1,5 = 0,85 \times 45,65/1,5 = 25,9 \text{ N/mm}^2$	resistenza di calcolo a compress. del cls
$f_{yd} = f_{yk} / 1,15 = 450/1,15 = 391 \text{ N/mm}^2$	tensione di calcolo per acciaio B450C

Il taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$V_{Sd} = 1.35 \times (128.38 + 83.09) + 1.50 \times 93.66 + 1.35 \times 592.78 = 1226,23 \text{ kN}$$

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo della sezione senza armature trasversali resistenti al taglio.

$$V_{Sd} = \mathbf{1.226,2} \quad \text{kN}$$

$f_{ck} = 45,7$	N/mm^2	resistenza caratteristica a compressione del cls
$f_{cd} = 25,9$	N/mm^2	resistenza di calcolo a compressione del cls
$f_{ctd} = 1,8$	N/mm^2	$= f_{ctk,0.05} / \gamma_c = 0.7 f_{ctm} / \gamma_c = 0,7 \times (0,30 f_{ck}^{2/3}) / 1,50$
$b_w = 37$	cm	larghezza minima della sezione
$d = 130$	cm	altezza utile della sezione
$A_{sl} = 9,42$	cm^2	area dell'armatura longitudinale = 3 ϕ 20
$k = 1,39$		$= 1 + (20/d)^{1/2} \leq 2,0$
$\rho_1 = 0,002$		$= A_{sl} / (b_w d) \leq 0,02$
$v_{min} = 0,39$		$= 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$

$\sigma_{cp} = 4,83$	N/mm^2	tensione media di compress. nella sezione $N_{Ed} / A_c \leq 0,2 f_{cd}$
----------------------	-----------------	--------------------------------------------------------------------------

$V_{Rcd} = 515$	kN	$= [0,18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / 1,5 + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d$
$V_{Rcd,min} = 535$	kN	$= (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d$

$$V_{Rd} = \max (V_{Rcd}) = 535,0 \text{ kN} < 1226,2 \text{ kN} = V_{Sd}$$

Nel caso di elementi in c.a.p. disposti in semplice appoggio, nelle zone non fessurate da momento flettente ($\sigma_t < f_{ctd}$), la resistenza a taglio della sezione priva di armature trasversali puo valutarsi, in accordo al punto 4.1.2.1.3.1 della norma, con la formula:

$$V_{Rd} = 0,7 b_w d (f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} f_{ctd})^{1/2} = 1157,9 \text{ kN} < 1226,2 \text{ kN} = V_{Sd}$$

La sezione non è verificata a taglio, è necessario prevedere apposita armatura a taglio.

3.5.8.5 Verifica allo SLU con armatura resistente a taglio

$$\begin{aligned}f_{yk} &= 450 \text{ N/mm}^2 \\f_{cd} &= 25,9 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza di calcolo a compressione del cls} \\f'_{cd} &= 12,9 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza a compress. ridotta del cls d'anima} \\f_{yd} &= 391 \text{ N/mm}^2 \text{ tensione di calcolo dell'acciaio}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\min \cotan(\theta) &= 1,21 \\ \theta_{\max} &= 39,6 \\ \theta &= 39 \text{ }^\circ \text{ inclinazione dei puntoni di calcestruzzo} \\ A_{sw} &= 4,52 \text{ cm}^2 \text{ area dell'armatura trasversale} = 4 \text{ } \emptyset 12 \\ s &= 10 \text{ cm} \text{ interasse tra due armature trasversali consecutive} \\ \alpha &= 90 \text{ }^\circ \text{ angolo di inclinazione dell'armatura trasversale} \\ \sigma_{cp} &= 4,83 \text{ N/mm}^2 \text{ tensione media di compressione nella sezione: } N_{Ed} / A_c \\ \sigma_{cp} / f_{cd} &= 0,19 \\ \alpha_c &= 1,19 \quad 0 \leq \sigma_{cp} / f_{cd} \leq 0,25 \\ \text{ctg } \theta_1 &= 1,21 = \tau / \sigma_1 \text{ angolo di inclinazione della prima fessurazione}\end{aligned}$$

con:

- $\tau = 8.38$: tensione tangenziale baricentrica della sezione interamente reagente
- $\sigma_1 = 6.94$: trazione principale sulla corda baricentrica della sezione interamente reagente

In presenza di significativo sforzo assiale conseguente alla precompressione, si deve rispettare la limitazione:

$$\text{ctg } \theta_1 \leq \text{ctg } \theta$$

Resistenza di calcolo del calcestruzzo d'anima:

$$V_{Rcd} = 3249 \text{ kN} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$$

Resistenza di calcolo dell'armatura trasversale:

$$V_{Rsd} = 2558 \text{ kN} = 0,9 d A_{sw} / s f_{yd} (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \sin \alpha$$

Verifica:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rcd}, V_{Rsd}) = 2558 \text{ kN} > 1226 \text{ kN} = V_{Sd}$$

La sezione è verificata a taglio con 10 staffe ϕ 10/m a due bracci, il coefficiente η è pari a **2,09**.

3.5.9 Sezione all'appoggio

3.5.9.1 Verifica delle tensioni normali

Nella tabella seguente vengono riportate le sollecitazioni e le tensioni nella sezione di mezzzeria.

	N [kN]	M [kNm]		σ_s [N/mm ²]	σ_i [N/mm ²]	$\sigma_{c,s,sol}$ [N/mm ²]	$\sigma_{c,i,sol}$ [N/mm ²]
Precompressione	2.407,38			5,63	5,63		
		-979,32		-3,76	4,33		
Peso proprio trave		0,00		0,00	0,00		
AL TAGLIO DEI TREFOLI		0,00		1,87	9,96		
Cadute tensione	13,300%			-0,25	-1,32		
Peso soletta e traversi		0,00		0,00	0,00		
Peso proprio finiture		0,00		0,00	0,00	0,00	0,00
PONTE SCARICO		0,00		1,62	8,63	0,00	0,00
Carichi accidentali (Mmax)		0,00		0,00	0,00	0,00	0,00
PONTE CARICO		0,00		1,62	8,63	0,00	0,00
Carichi accidentali (Vmax)		0,00		0,00	0,00	0,00	0,00
PONTE CARICO Vmax		0,00		1,62	8,63	0,00	0,00
<i>Verifiche t=0</i>	compressione	9,96	<	0,70 $f_{ckj} =$		26,15	OK
	trazione	1,87	>	0,00			OK
	acciaio precompressione	1460,00	<	0,80 $f_{ptk} =$		1488,00	OK
				0,90 $f_{p(1)k} =$		1503,00	OK
<i>Verifiche t=inf</i> (prud. Comb QUASI PERM)	compressione	1,62	<	0,45 $f_{ck} =$		20,54	OK
	trazione	8,63	>	0,00			OK
	acciaio precompressione	1205,30	<	0,80 $f_{p(1)k} =$		1336,00	OK
<i>Verifiche soletta</i> (prud. Comb QUASI PERM)	compressione	0,00	<	0,45 $f_{ck} =$		16,81	OK

3.5.9.2 Verifica a rottura

Momento flettente massimo sulla trave:

$$\begin{aligned} M_{perm.} &= 0.00 \text{ kNm} \\ M_{perm, non str.} &= 0.00 \text{ kNm} \\ M_{c.m.} &= 0.00 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Il momento sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$M_{Sdu} = 0.00 \text{ kNm}$$

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione di mezzeria con:

- calcestruzzo

larghezza soletta collaborante $b = 1.40 \text{ m}$, altezza totale $h = 1.62 \text{ m}$

- armatura di precompressione

$$\begin{aligned} A_s &= 6 \text{ tref. da } 1/2'' = 5.58 \text{ cm}^2 && \text{a } 1.58 \text{ m dal bordo superiore} \\ A_s &= 6 \text{ tref. da } 1/2'' = 5.58 \text{ cm}^2 && \text{a } 1.54 \text{ m dal bordo superiore} \\ A_s &= 2 \text{ tref. da } 1/2'' = 1.86 \text{ cm}^2 && \text{a } 1.50 \text{ m dal bordo superiore} \\ A_s &= 2 \text{ tref. da } 1/2'' = 1.86 \text{ cm}^2 && \text{a } 0.34 \text{ m dal bordo superiore} \\ A_s &= 2 \text{ tref. da } 1/2'' = 1.86 \text{ cm}^2 && \text{a } 0.30 \text{ m dal bordo superiore} \end{aligned}$$

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo della trave di bordo con:

$f_{cd} = 0,85 f_{ck} / 1,5 = 21,17 \text{ N/mm}^2$	resistenza di calcolo a compressione del cls ($R_{ck}=45 \text{ N/mm}^2$)
$f_{ptk} = 1860 \text{ N/mm}^2$	tensione caratteristica a rottura dell'acciaio preteso
$E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$	modulo di elasticità dell'acciaio
$\gamma_s = 1,15$	coefficiente di sicurezza dell'acciaio

Il momento sollecitante di progetto vale:

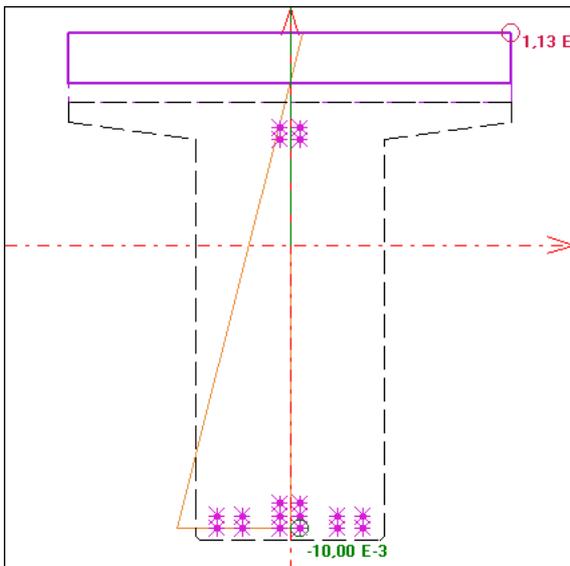
$$M_{Sd} = 0.00 \text{ kNm}$$

Tensione finale di calcolo:

$$\sigma_{spf} = 1246.83 \text{ N/mm}^2$$

Momento ultimo resistente:

$$M_{Rd,u} = 3074.65 \text{ kNm}$$



Condizione di carico n. 1

Con: sforzo normale sollecitante $N_{us} = 0,00 \text{ kN}$
flessione retta imposta

I momenti flettenti resistenti risultano:
 $M_{xur} = 3074,65 \text{ kNm}$
 $M_{yur} =$

Campo 2 max eps c = 1,131 E-3
min eps s = -10,000 E-3 (<0 = trazione) >>

Distanza asse neutro dal vertice più compresso $x = 16,05 \text{ cm}$
 $x/d = 0,1016$ $x/h = 0,0991$ ($d = 158,0$ $h = 162,0 \text{ cm}$)

Angolo dall'asse X alla normale all'asse neutro = 90,0000°

OK Traccia calcolo...

3.5.9.3 Verifica delle tensioni tangenziali

Le tensioni normali nelle fibre baricentriche delle quattro fasi della trave, necessarie per la verifica a taglio, risultano dunque le seguenti:

	Baricentro FASE 1	Baricentro FASE 2
Tensione baricentrica	4.88 N/mm ²	3.97 N/mm ²
Tensione baricentrica (2/3P)	0.58 N/mm ²	0.72 N/mm ²

La verifica a taglio della sezione precompressa in oggetto viene eseguita in termini di tensioni principali di trazione considerando le fibre baricentriche delle tre fasi costruttive della trave.

<u>Caratteristiche della sezione</u>		Baricentro fase 1	Baricentro fase 2	Attacco trave-soletta
		74,90 cm	93,24 cm	140,00 cm
Fase 1	Larghezza sez. a taglio	14,00 cm	14,00 cm	- cm
	Momento statico	172.571,7 cm ²	162.485,4 cm ²	- cm ²
	Momento d'inerzia	16.954.284 cm ⁴	16.954.284 cm ⁴	- cm ⁴
Fase 2	Larghezza sez. a taglio	14,00 cm	14,00 cm	140,00 cm
	Momento statico	256.130,3 cm ²	266.217,1 cm ²	169.015,3 cm ²
	Momento d'inerzia	29.934.029 cm ⁴	29.934.029 cm ⁴	29.934.029 cm ⁴

$$\tau = V_{sd} \times S / b_w J$$

Tensioni tangenziali	V	τ	τ	τ
Peso proprio della trave	138,65 kN	1,01 N/mm ²	0,95 N/mm ²	- N/mm ²
Peso soletta e traversi	138,56 kN	1,01 N/mm ²	0,95 N/mm ²	- N/mm ²
Peso finiture	107,28 kN	0,66 N/mm ²	0,68 N/mm ²	0,04 N/mm ²
Carichi mobili	728,58 kN	4,45 N/mm ²	4,63 N/mm ²	0,29 N/mm ²
TOTALE	1.113,06 kN	7,12 N/mm²	7,21 N/mm²	0,34 N/mm²

Le tensioni principali di trazione e compressione vengono valutate secondo il criterio di Mohr nelle due configurazioni principali del ponte:

$$\sigma_{I,II} = \frac{\sigma_x \pm \sqrt{\sigma_x^2 + 4 \cdot \tau_{xy}^2}}{2} \quad \sigma_{I,II} = \frac{\sigma_x \pm \sqrt{\sigma_x^2 + 4 \cdot [\tau_{xy} - 1/3 \cdot (\sigma_{p1} + \sigma_{p2})]^2}}{2}$$

- Considerando la precompressione piena

		FASE 1	FASE 2
Tens. principali $\sigma_{I,II}$	di trazione	-5.089 N/mm ²	-5.493 N/mm ²
	di compressione	9.972 N/mm ²	9.458 N/mm ²

- Considerando i 2/3 della precompressione

		FASE 1	FASE 2
Tens. principali $\sigma_{I,II}$	di trazione	-6.840 N/mm ²	-6.856 N/mm ²
	di compressione	7.419 N/mm ²	7.577 N/mm ²

La tensione principale massima σ_1 è pari a 5.493 N/mm², maggiore di 0,02 R_{ck} = 1,100 N/mm², è quindi necessaria la verifica dell'armatura a taglio.

3.5.9.4 Verifica allo SLU senza armatura resistente a taglio

Si verifica per ogni tipologia di trave (1, 2, 3 e 4) la sezione soggetta alla maggiore sollecitazione tagliante.

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo con:

$f_{ck} = 0,83 R_{ck} = 45,7 \text{ N/mm}^2$	resistenza caratteristica a compress. del cls
$f_{cd} = 0,85 f_{ck}/1,5 = 0,85 \times 45,65/1,5 = 25,9 \text{ N/mm}^2$	resistenza di calcolo a compress. del cls
$f_{yd} = f_{yk} / 1,15 = 450/1,15 = 391 \text{ N/mm}^2$	tensione di calcolo per acciaio B450C

Il taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$V_{Sd} = 1.35 \times (138.65 + 138.56) + 1.50 \times 107.28 + 1.35 \times 728.58 = 1518,74 \text{ kN}$$

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo della sezione senza armature trasversali resistenti al taglio.

$$V_{Sd} = \mathbf{1.518,7} \quad \text{kN}$$

$f_{ck} = 45,7$	N/mm^2	resistenza caratteristica a compressione del cls
$f_{cd} = 25,9$	N/mm^2	resistenza di calcolo a compressione del cls
$f_{ctd} = 1,8$	N/mm^2	$= f_{ctk,0.05} / \gamma_c = 0,7 f_{ctm} / \gamma_c = 0,7 \times (0,30 f_{ck}^{2/3}) / 1,50$
$b_w = 60$	cm	larghezza minima della sezione
$d = 130$	cm	altezza utile della sezione
$A_{sl} = 9,42$	cm^2	area dell'armatura longitudinale = 3 ϕ 20
$k = 1,39$		$= 1 + (20/d)^{1/2} \leq 2,0$
$\rho_1 = 0,001$		$= A_{sl} / (b_w d) \leq 0,02$
$v_{min} = 0,39$		$= 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$
$\sigma_{cp} = 2,26$	N/mm^2	tensione media di compress. nella sezione $N_{Ed} / A_c \leq 0,2 f_{cd}$

$V_{Rcd} = 495$	kN	$= [0,18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / 1,5 + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d$
$V_{Rcd,min} = 568$	kN	$= (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d$

$$V_{Rd} = \max (V_{Rcd}) = 567,9 \text{ kN} < 1518,7 \text{ kN} = V_{Sd}$$

Nel caso di elementi in c.a.p. disposti in semplice appoggio, nelle zone non fessurate da momento flettente ($\sigma_t < f_{ctd}$), la resistenza a taglio della sezione priva di armature trasversali puo valutarsi, in accordo al punto 4.1.2.1.3.1 della norma, con la formula:

$$V_{Rd} = 0,7 b_w d (f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} f_{ctd})^{1/2} = 1469,8 \text{ kN} < 1518,7 \text{ kN} = V_{Sd}$$

La sezione non è verificata a taglio, è necessario prevedere apposita armatura a taglio.

3.5.9.5 Verifica allo SLU con armatura resistente a taglio

$$\begin{aligned} f_{yk} &= 450 \text{ N/mm}^2 \\ f_{cd} &= 25,9 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza di calcolo a compressione del cls} \\ f'_{cd} &= 12,9 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza a compress. ridotta del cls d'anima} \\ f_{yd} &= 391 \text{ N/mm}^2 \text{ tensione di calcolo dell'acciaio} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \min \cotan(\theta) &= 1,31 \\ \theta_{\max} &= 37,3 \\ \theta &= 32,6 \text{ }^\circ \text{ inclinazione dei puntoni di calcestruzzo} \\ A_{sw} &= 4,52 \text{ cm}^2 \text{ area dell'armatura trasversale} = 4 \text{ } \emptyset 12 \\ s &= 10 \text{ cm} \text{ interasse tra due armature trasversali consecutive} \\ \alpha &= 90 \text{ }^\circ \text{ angolo di inclinazione dell'armatura trasversale} \\ \sigma_{cp} &= 2,26 \text{ N/mm}^2 \text{ tensione media di compressione nella sezione: } N_{Ed} / A_c \\ \sigma_{cp} / f_{cd} &= 0,09 \\ \alpha_c &= 1,09 \quad 0 \leq \sigma_{cp} / f_{cd} \leq 0,25 \\ \text{ctg } \theta_1 &= 1,31 = \tau / \sigma_1 \text{ angolo di inclinazione della prima fessurazione} \end{aligned}$$

con:

- $\tau = 7.21$: tensione tangenziale baricentrica della sezione interamente reagente
- $\sigma_1 = 5.49$: trazione principale sulla corda baricentrica della sezione interamente reagente

In presenza di significativo sforzo assiale conseguente alla precompressione, si deve rispettare la limitazione:

$$\text{ctg } \theta_1 \leq \text{ctg } \theta$$

Resistenza di calcolo del calcestruzzo d'anima:

$$V_{Rcd} = 4482 \text{ kN} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$$

Resistenza di calcolo dell'armatura trasversale:

$$V_{Rsd} = 3239 \text{ kN} = 0,9 d A_{sw} / s f_{yd} (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \sin \alpha$$

Verifica:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rcd}, V_{Rsd}) = 3239 \text{ kN} > 1519 \text{ kN} = V_{Sd}$$

La sezione è verificata a taglio con 10 staffe ϕ 10/m a due bracci, il coefficiente η è pari a **2,13**.

3.5.10 Riassunto verifiche a taglio

Sez	NO	A _{st,min} cm ² /m	Staffatura di progetto			A _{st,d} (cm ² /m)	Attacco trave sol A _{st,min} (cm ² /m)	SLU Taglio s. arm.	SLU Taglio con. arm.
			n	φ (mm)	s (cm)				
Mezz	OK	-	2	10	25	6,28	2,99	OK	OK
S	OK	-	2	10	25	6,28	2,20	OK	OK
1	OK	-	2	10	12,5	12,57	5,15	NO	OK
2	NO	7,22	2	10	12,5	12,57	7,69	NO	OK
3	NO	9,96	2	10	10	15,71	9,31	NO	OK
4	NO	18,32	2	12	10	22,62	13,67	NO	OK
5	NO	41,67	4	12	10	45,24	21,94	NO	OK
App	NO	37,64	4	12	10	45,24	18,51	NO	OK

3.6 Stato limite di deformazione

Nella tabella seguente si riportano i valori massimi della freccia in mezzeria e della rotazione all'appoggio per la trave più sollecitata, assumendo le caratteristiche geometriche riportate nei paragrafi precedenti. Si considerano le combinazioni di carico per le verifiche agli SLE.

Luce di calcolo: L = 27,00 m
Modulo elastico del cls: E = 36000 N/mm²

CARICO	FRECCIA (mm)	ROTAZIONE (mrad)
<i>Precompressione finale</i>	-45.34	-5.90
<i>Trave prefabbricata</i>	17.14	1.97
<i>Finiture</i>	8.07	0.93
<i>Totale permanenti</i>	-20.13	-3.00
<i>Totale carichi mobili</i>	17.17	2.56
<i>Totale</i>	-2.96	-0.44

Si precisa che la freccia e la rotazione dovuta ai carichi mobili è stata ricavata dal modello agli elementi finiti, già descritto nel dettaglio al *paragrafo 2.3*.

4. SOLETTA

La soletta sarà realizzata con calcestruzzo C35/45 e avrà spessore complessivo di 22 cm. La particolare conformazione geometrica delle travi prefabbricate consentirà di utilizzare le ali come cassero, facilitando le lavorazioni in cantiere.

Si riportano in figura le caratteristiche geometriche principali nonché le sezioni oggetto di verifica.

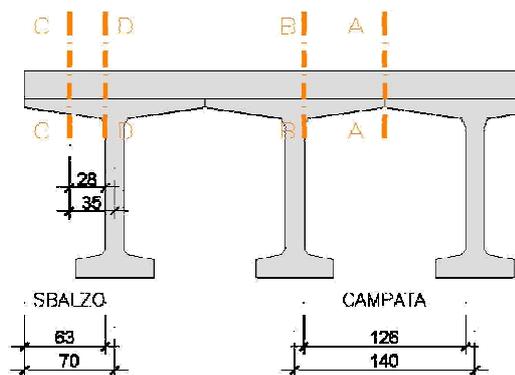


Figura 4.1 Sezioni di verifica

Luce di calcolo sbalzo esterno	$L = 0,70 - 0,07 = 0,63 \text{ m}$
Luce di calcolo campata	$L = 1,40 - 0,14 = 1,26 \text{ m}$
Spessore soletta	$s_s = 0,22 \text{ m}$
Spessore pavimentazione	$s_p = 0,10 \text{ m}$

Si precisa che per la pavimentazione si adotta lo stesso carico assunto in fase di verifica dell'impalcato ($4,00 \text{ kN/m}^2$ corrispondente ad una pavimentazione di circa 18 cm di spessore) ma si adotta una ripartizione prudentiale delle impronte di carico di mobile con lo spessore minimo accettabile (10 cm).

Di seguito si eseguono le verifiche considerando il comportamento della soletta in senso trasversale (perpendicolare all'asse delle travi).

Tali verifiche vengono condotte con riferimento a due fasi distinte:

- una prima fase, detta "provvisoria", in cui il getto integrativo è ancora in fase fluida e risultano efficaci le sole armature inserite nelle ali delle travi. Le azioni presenti sono costituite dai pesi propri e da un temporaneo sovraccarico accidentale dovuto al personale, ai piccoli mezzi d'opera e ad accumuli di conglomerato cementizio;
- una seconda fase, detta "definitiva", in cui nella soletta monolitica risultano efficaci tutte le armature della soletta. Il calcolo delle sollecitazioni indotte dai carichi accidentali e permanenti verrà effettuato adottando una schematizzazione monodimensionale della sezione trasversale della soletta assumendo una striscia di larghezza unitaria.

4.1 Fase provvisoria

Durante il getto della soletta l'ala superiore della trave può essere schematizzata come due mensole incastrate in corrispondenza dell'anima soggette al loro peso, a quello del calcestruzzo della soletta ed al sovraccarico "di lavorazione" descritto nel precedente paragrafo.

Si verificano le armature lente da inserire nell'ala superiore della trave prefabbricata, assumendo come luce di calcolo quella evidenziata in figura.

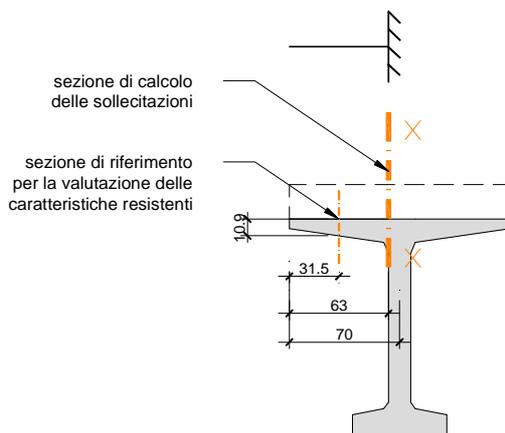


Figura 4.2 Sezioni per la verifica della fase transitoria

4.1.1 Analisi dei carichi

Peso proprio della mensola	$g_1 = 0,14 \times 25 = 3,50 \text{ kN/m}^2$
Getto integrativo	$g_2 = 0,22 \times 25 = 5,50 \text{ kN/m}^2$
Sovraccarico	$q_1 = 1,00 \text{ kN/m}^2$
Totale SLE	$q_{SLE} = 3,50 + 5,50 + 1,00 = 10,00 \text{ kN/m}^2$
Totale SLU	$q_{SLU} = 3,50 \times 1,35 + 5,50 \times 1,50 + 1,00 \times 1,50 = 14,48 \text{ kN/m}^2$

dove si è assunto come spessore della soletta uno spessore medio cautelativo $(0,22 + 0,06) / 2 = 0,14 \text{ m}$.

4.1.1 Caratteristiche della sezione e dei materiali

4.1.1.1 Sezione

Per la verifica si assumono le caratteristiche della sezione posta in corrispondenza della mezzeria dello sbalzo, a favore di sicurezza:

Base	$b = 100,0 \text{ cm}$
Altezza	$h = 10,9 \text{ cm}$
Altezza utile	$d = 10,9 - 3 - 0,8/2 = 7,5 \text{ cm}$ (armature superiori)
Copriferro	$c = 3 \text{ cm}$
Armature sup.	$A'_s = \phi 8/25 \text{ cm} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{m}$

Si verifica la sezione con le sollecitazioni calcolate in corrispondenza della sezione X-X di incastro. Si assumono le armature minime presenti lungo tutta la trave.

4.1.1.2 Caratteristiche dei materiali

Nelle verifiche si assumono le seguenti caratteristiche meccaniche e limitazioni tensionali per la trave prefabbricata:

$f_{ck} = 0,83 \times 55 =$	$45,65 \text{ N/mm}^2$	resistenza carat. a compressione del cls ($R_{ck} = 55 \text{ N/mm}^2$)
$f_{cd} = 0,85 f_{ck} / 1,50 =$	$25,87 \text{ N/mm}^2$	resistenza di calcolo a compressione del cls
$f_{yd} = f_{yk} / 1,15 =$	$391,30 \text{ N/mm}^2$	tensione di calcolo per acciaio B450C ($f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$)

$$\sigma_{c,LIM} = 0,60 f_{ck} = 0,60 \times 45,65 = 27,39 \text{ N/mm}^2 \text{ per la combinazione rara}$$

$$\sigma_{c,LIM} = 0,45 f_{ck} = 0,45 \times 45,65 = 20,54 \text{ N/mm}^2 \text{ per la combinazione quasi permanente}$$

$$\sigma_{s,LIM} = 0,8 f_{yk} = 0,80 \times 450 = 360 \text{ N/mm}^2$$

4.1.2 Sollecitazioni

Stato limite di esercizio

$$M_{Sd, SLE} = q_{SLE} l^2/2 = 10,00 \times 0,63^2/2 = 1,98 \text{ kNm/m}$$

$$V_{Sd, SLE} = q_{SLE} l = 10,00 \times 0,63 = 6,30 \text{ kN/m}$$

Stato limite ultimo

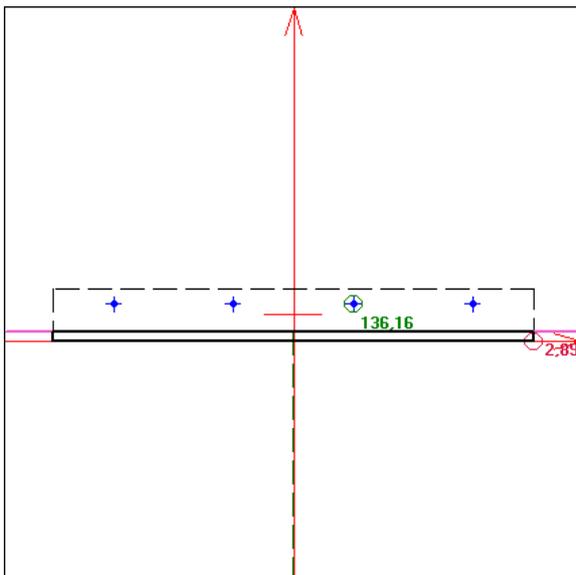
$$M_{Sd, SLU} = q_{SLU} l^2/2 = 14,48 \times 0,63^2/2 = 2,87 \text{ kNm/m}$$

$$V_{Sd, SLU} = q_{SLU} l = 14,48 \times 0,63 = 9,12 \text{ kN/m}$$

4.1.3 Verifiche strutturali

Verifica a flessione – Stato Limite di Esercizio

$$M_{Sd, SLE} = 1,98 \text{ kNm/m}$$



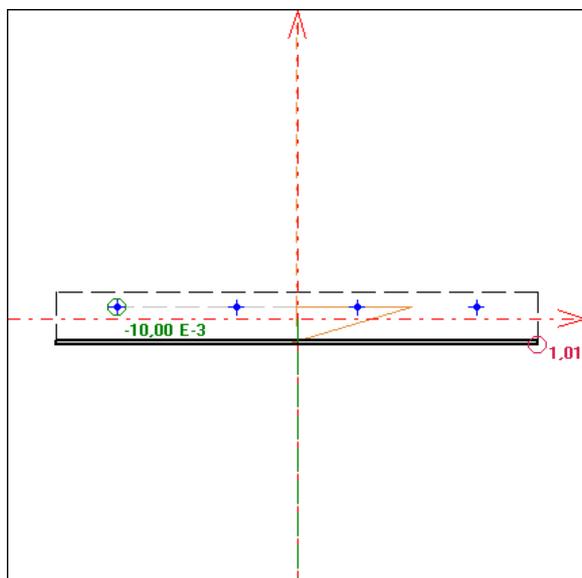
$$\text{risulta: } \sigma_c = 2,89 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 20,54 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 136,16 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

Verifica a flessione – Stato Limite di Ultimo

Il momento sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$M_{Sd, SLU} = 2,87 \text{ kNm/m}$$



Condizione di carico n. 1

Con: sforzo normale sollecitante $N_{us} = 0,00 \text{ kN}$
rapporto $M_{yu}/M_{xu} = 0,0000$ (alfa = $-90,0^\circ$)

I momenti flettenti resistenti risultano:
 $M_{xur} = -5,98 \text{ kNm}$
 $M_{yur} = 0,00 \text{ kNm}$

Campo 2 max eps c = $1,013 \text{ E-3}$
min eps s = $-10,000 \text{ E-3}$ (<0 = trazione)

Distanza asse neutro dal vertice più compresso $x = 0,72 \text{ cm}$
 $x/d = 0,0919$ $x/h = 0,0663$ ($d = 7,86$ $h = 10,9 \text{ cm}$)

Angolo dall'asse X alla normale all'asse neutro = $-90,0000^\circ$

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione, risulta un momento ultimo resistente:

$$M_{Rd} = 5,98 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 2,87 \text{ kNm/m}$$

Verifica a taglio

Il taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$V_{Sd, SLU} = 9,12 \text{ kN/m}$$

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo della sezione senza armature trasversali resistenti al taglio.

$V_{Sd} =$	9.12	kN		
$R_{ck} =$	55	N/mm ²		
$f_{ck} =$	45.7	N/mm ²	resistenza caratteristica a compressione del cls	= 0,83 R_{ck}
$f_{cd} =$	25.9	N/mm ²	resistenza di calcolo a compressione del cls	= 0,85 $f_{ck} / 1,5$
$b_w =$	100	cm	larghezza minima della sezione	
$d =$	7.5	cm	altezza utile della sezione	
$A_{sl} =$	2.01	cm ²	area dell'armatura longitudinale	4 ϕ 8
$k =$	2.00		= $1 + (20/d)^{1/2} \leq 2,0$	
$\rho_1 =$	0.003		= $A_{sl} / (b_w d) \leq 0,02$	
$V_{min} =$	0.67		= $0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	
$\sigma_{cp} =$	0.00	N/mm ²	tensione media di compress. nella sezione	$\leq 0,2 f_{cd}$

Resistenza di calcolo del calcestruzzo:

$$V_{Rcd} = 41.48 \text{ kN} = [0,18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / 1,5 + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d$$

$$V_{Rcd,min} = 50 \text{ kN} = (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d$$

Verifica:

$$V_{Rd} = \max (V_{Rcd}) = 50.2 \text{ kN} > 9.12 \text{ kN} = V_{Sd}$$

4.2 Fase definitiva

4.2.1 Analisi dei carichi

1) Pesi strutturali

Peso proprio soletta: $g_1 = 0,22 \times 25,00 = 5,50 \text{ kN/m}^2$

2) Pesi permanenti portati

Vd. paragrafo 2.2.2: $g_2 = 4,80 \text{ kN/m}^2$

3) Carichi mobili

Si adottano gli schemi di carico previsti dal D.M. 2008 al p.to 5.1.3.3.3; in particolare si considera nella verifica la sollecitazione più gravosa tra quelle provocate dagli schemi di carico 1 e 2 con i carichi concentrati diffusi attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta secondo un angolo di 45°, fino al piano medio di quest'ultima.

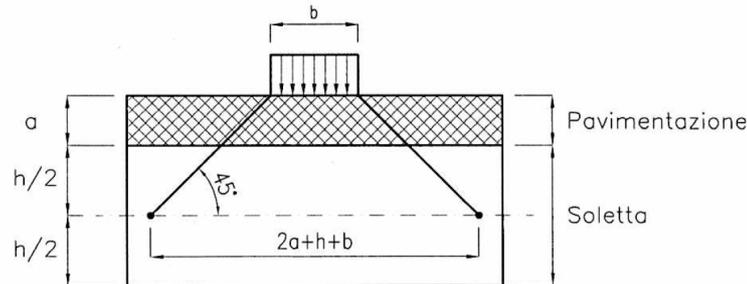


Figura 4.3 Diffusione dei carichi concentrati nella soletta

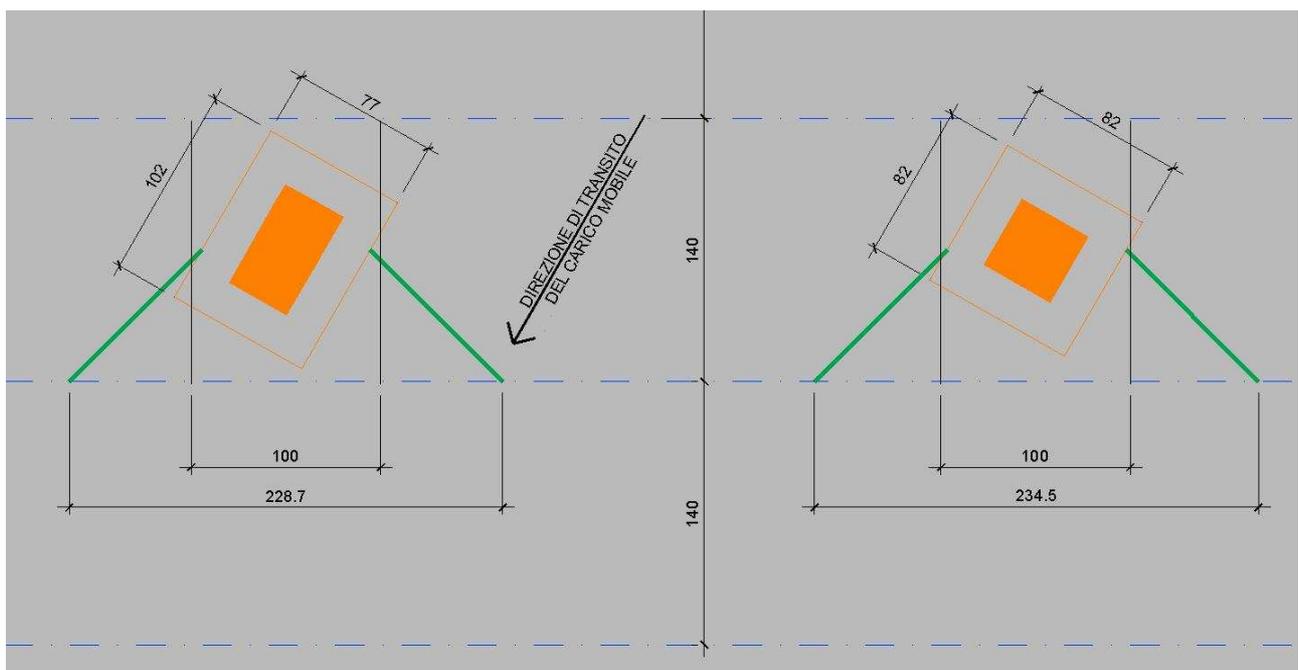


Figura 4.4 Diffusione dell'impronta sui campi interni

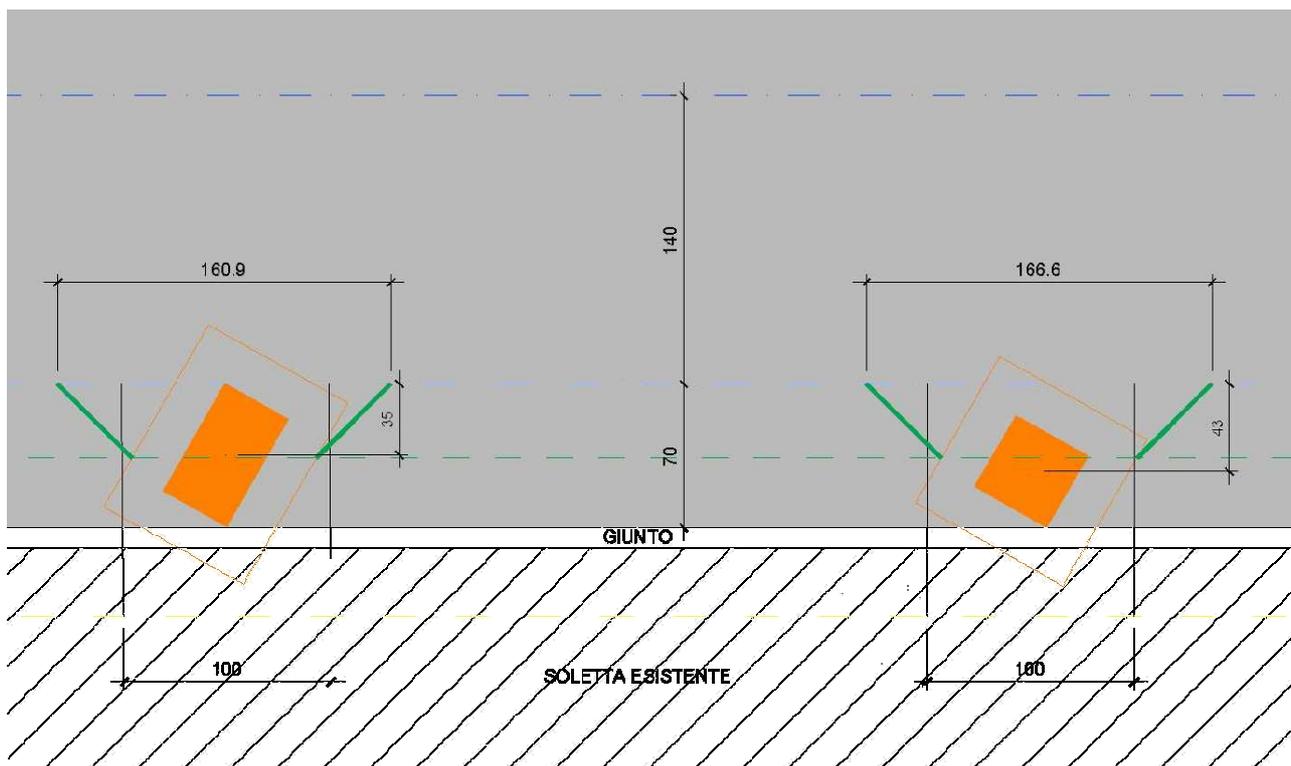


Figura 4.5 Diffusione dell'impronta sullo sbalzo

Ripartendo fino a metà soletta:

SCHEMA 1: 1 ruota da 150 kN del carico Q_{1k} e contemporaneo carico distribuito q_{1k}

$$A = B = 0,40 + 2 \times 0,10 + 0,22 = 0,82 \text{ m}$$

$$Q = 150 / (0,82 \times 0,82) + 9,00 = 232,08 \text{ kN/m}^2$$

SCHEMA 2: 1 ruota da 200 kN del carico Q_{Ak}

$$A = 0,60 + 2 \times 0,10 + 0,22 = 1,02 \text{ m}$$

$$B = 0,35 + 2 \times 0,10 + 0,22 = 0,77 \text{ m}$$

$$Q = 200 / (1,02 \times 0,77) = 254,65 \text{ kN/m}^2$$

Si considerano entrambi gli schemi di carico (1 e 2 secondo la normativa di riferimento), scegliendo di volta in volta quello più gravoso.

4.2.2 Caratteristiche della sezione e dei materiali

4.2.2.1 Sezione

Le caratteristiche della sezione A-A di campata e B-B di incastro in corrispondenza dei campi interni (Figura 4.1) sono:

Base	$b = 100 \text{ cm}$
Altezza	$h = 22 \text{ cm}$
Altezza utile	$d = 22 - 3 - 1,4/2 = 18,3 \text{ cm}$ (armature superiori)
Copriferro	$c = 3 \text{ cm}$
Armature superiore	$A'_s = \phi 14/15 \text{ cm} = 10,25 \text{ cm}^2/\text{m}$
Armature inferiore	$A_s = \phi 14/15 \text{ cm} = 10,25 \text{ cm}^2/\text{m}$

Per la flessione si considera prudenzialmente la sola sezione della soletta ($h=22 \text{ cm}$); per la verifica a taglio si adotta l'altezza della sezione minima posta in corrispondenza della mezzeria ($h=28,3 \text{ cm}$; $d=28,3 - 3 - 1,4/2 = 24,60 \text{ cm}$).

La sezione D-D posta in corrispondenza dello sbalzo (*Figura 4.1*) è caratterizzata dalle stesse dimensioni geometriche della sezione sopra descritta e dall'armatura di seguito specificata:

$$\text{Armature superiore: } A'_s = 2\phi 14/15 \text{ cm} = 20,50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Armature inferiore: } A_s = \phi 14/15 \text{ cm} = 10,25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Per la flessione si considera prudenzialmente la sola sezione della soletta ($h=22$ cm); per il taglio si verifica la sezione in corrispondenza del punto di applicazione del carico mobile, a distanza 0,28 m ($=0,35-0,07$) dall'incastro (sezione C-C *Figura 4.1*; $h=33,3$ cm; $d=33,3-3-1,4/2=29,6$ cm).

4.2.2.2 Caratteristiche dei materiali

Nelle verifiche si assumono le seguenti caratteristiche dei materiali e limitazioni tensionali:

$$f_{ck} = 0,83 \times 45 = 37,35 \text{ N/mm}^2 \quad \text{resistenza caratt. a compressione del cls (} R_{ck}=45 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

$$f_{cd} = 0,85 f_{ck} / 1,5 = 21,17 \text{ N/mm}^2 \quad \text{resistenza di calcolo a compressione del cls}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / 1,15 = 391 \text{ N/mm}^2 \quad \text{tensione di calcolo per acciaio B450C (} f_{yk}=450 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

$$\sigma_{c,LIM} = 0,60 f_{ck} = 0,60 \times 37,35 = 22,41 \text{ N/mm}^2 \quad \text{per la combinazione rara}$$

$$\sigma_{c,LIM} = 0,45 f_{ck} = 0,45 \times 37,35 = 16,81 \text{ N/mm}^2 \quad \text{per la combinazione quasi permanente}$$

$$\sigma_{s,LIM} = 0,80 f_{yk} = 0,80 \times 450 = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

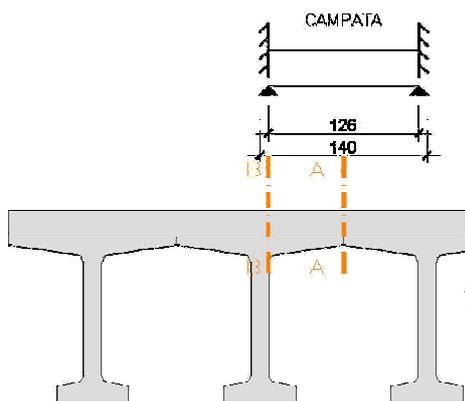
4.2.3 Campata

4.2.3.1 Schema statico

Per la verifica delle sezioni di campata e di appoggio si considerano le sollecitazioni derivanti dalla media tra lo schema appoggiato e lo schema incastrato, disponendo i carichi permanenti dovuti a soletta e finiture e i carichi mobili previsti dalla normativa con impronte di carico in corrispondenza della mezzzeria; si rimanda alla *Figura 4.4*.

Si considera una luce di calcolo pari a:

$$l = 1,40 - 0,14 = 1,26 \text{ m}$$



4.2.3.2 Sollecitazioni

Carichi permanenti

$$M^+_{perm} = M^-_{perm} = 5,50 \times 1,26^2 / 12 = 0,73 \text{ kNm/m}$$

$$V_{perm} = 5,50 \times 1,26 / 2 = 3,47 \text{ kN/m}$$

Finiture

$$M_{fin}^+ = M_{fin}^- = 4,80 \times 1,26^2 / 12 = 0,64 \text{ kNm/m}$$

$$V_{fin} = 4,80 \times 1,26 / 2 = 3,02 \text{ kN/m}$$

Carichi mobili

$$M_{cm, \text{schema 1}}^+ = M_{cm, \text{schema 1}}^- = 232,08 \times 1,26^2 / 12 = 30,70 \text{ kNm/m}$$

$$M_{cm, \text{schema 2}}^+ = M_{cm, \text{schema 2}}^- = 254,65 \times 1,26^2 / 12 = 33,69 \text{ kNm/m}$$

$$V_{cm, \text{schema 1}} = (232,08 \times 1,26 / 2) / 2,00\text{m} = 73,11 \text{ kN/m}$$

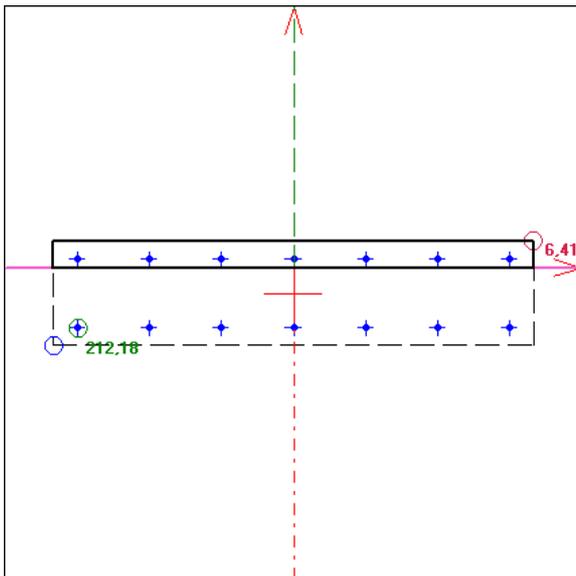
$$V_{cm, \text{schema 2}} = (254,65 \times 1,26 / 2) / 2,00\text{m} = 80,21 \text{ kN/m}$$

dove si è considerata prudenzialmente una ripartizione della sollecitazione di taglio su 2,00m; la ripartizione completa, illustrata in *Figura 4.4*, consentirebbe di ripartire su circa 2,30m.

4.2.3.3 Verifiche strutturali

Verifica a flessione

$$M^+ = M^- = 0,73 + 0,64 + 33,69 = 35,06 \text{ kNm/m}$$

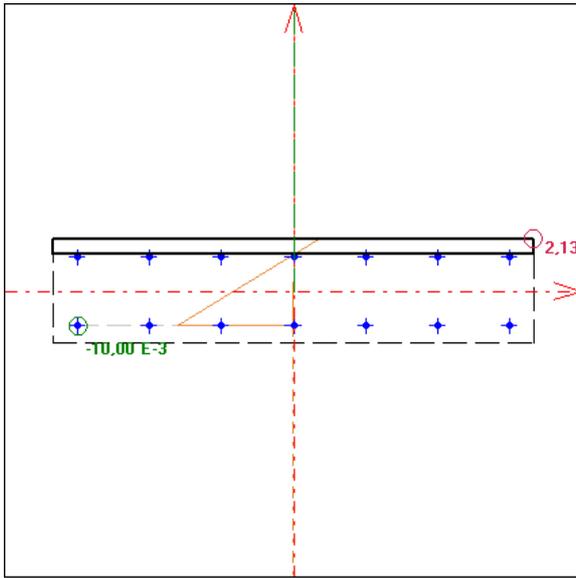


$$\text{risulta: } \sigma_c = 6,41 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 16,81 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 212,18 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

Il momento sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$M_{Sd}^+ = M_{Sd}^- = 1,35 \times 0,73 + 1,50 \times 0,64 + 1,35 \times 33,69 = 47,43 \text{ kNm/m}$$



Condizione di carico n. 1

Con: sforzo normale sollecitante Nus = 0,00 kN
rapporto Myu/Mxu = 0,0000 (alfa = 90,0°)

I momenti flettenti resistenti risultano:
Mxur = 70,11 kNm
Myur = 0,00 kNm

Campo 2 max eps c = 2,129 E-3
min eps s = -10,000 E-3 (<0 = trazione)

Distanza asse neutro dal vertice più compresso x = 3,21 cm
x/d = 0,1755 x/h = 0,1460 (d = 18,3 h = 22,0 cm)

Angolo dall'asse X alla normale all'asse neutro = 90,0000°

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione, risulta un momento ultimo resistente:

$$M_{Rd} = 70,11 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 47,43 \text{ kNm/m}$$

Verifica a taglio

Il taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$V_{Sd} = 1,35 \times 3,47 + 1,50 \times 3,02 + 1,35 \times 80,21 = 117,50 \text{ kN/m}$$

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo della sezione senza armature trasversali resistenti al taglio.

$$V_{Sd} = 117,50 \text{ kN}$$

$$R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 37,4 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza caratteristica a compressione del cls} = 0,83 R_{ck}$$

$$f_{cd} = 21,2 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza di calcolo a compressione del cls} = 0,85 f_{ck} / 1,5$$

$$b_w = 100 \text{ cm} \text{ larghezza minima della sezione}$$

$$d = 24,6 \text{ cm} \text{ altezza utile della sezione}$$

$$A_{sl} = 10,25 \text{ cm}^2 \text{ area dell'armatura longitudinale}$$

6.66

φ

14

$$k = 1,90 = 1 + (20/d)^{1/2} \leq 2,0$$

$$\rho_1 = 0,004 = A_{sl} / (b_w d) \leq 0,02$$

$$v_{min} = 0,56 = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

$$\sigma_{cp} = 0,00 \text{ N/mm}^2 \text{ tensione media di compress. nella sezione} \leq 0,2 f_{cd}$$

Resistenza di calcolo del calcestruzzo:

$$V_{Rcd} = 140,17 \text{ kN} = [0,18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / 1,5 + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d$$

$$V_{Rcd,min} = 138 \text{ kN} = (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d$$

Verifica:

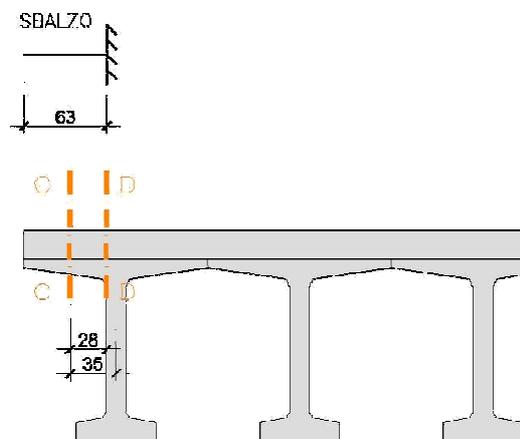
$$V_{Rd} = \max (V_{Rcd}) = \quad \mathbf{140.2} \quad \text{kN} \quad > \quad \mathbf{117.50} \quad \text{kN} = V_{Sd}$$

4.2.4 Sbalzo

4.2.4.1 Schema statico

Per la verifica della sezione di incastro (sezione D-D *Figura 4.1*) si considerano le sollecitazioni derivanti dallo schema incastrato, disponendo i carichi permanenti dovuti a soletta e pavimentazione e i carichi mobili nella posizione che provoca le maggiori sollecitazioni (*Figura 4.5*).

Si considera una luce di calcolo pari a:
 $l = 0,70 - 0,07 = 0,63 \text{ m}$



4.2.4.1 Sollecitazioni

Carichi permanenti

$$M_{perm}^- = 5,50 \times 0,63^2 / 2 = 1,09 \text{ kNm/m}$$

$$V_{perm} = 5,50 \times 0,63 = 3,47 \text{ kN/m}$$

Finiture

$$M_{fin}^- = 4,80 \times 0,63^2 / 2 = 0,95 \text{ kNm/m}$$

$$V_{fin} = 4,80 \times 0,63 = 3,02 \text{ kN/m}$$

Carichi mobili

$$M_{cm, sch. 1}^- = 150 \times (0,43 - 0,07) + 9,00 \times 0,63^2 / 2 = 55,79 \text{ kNm/m}$$

$$M_{cm, sch. 2}^- = 200 \times (0,35 - 0,07) = 56,00 \text{ kNm/m}$$

$$V_{cm, sch. 1} = 150 / 1,60 \text{ m} + 9,00 \times 0,63 = 99,42 \text{ kN/m}$$

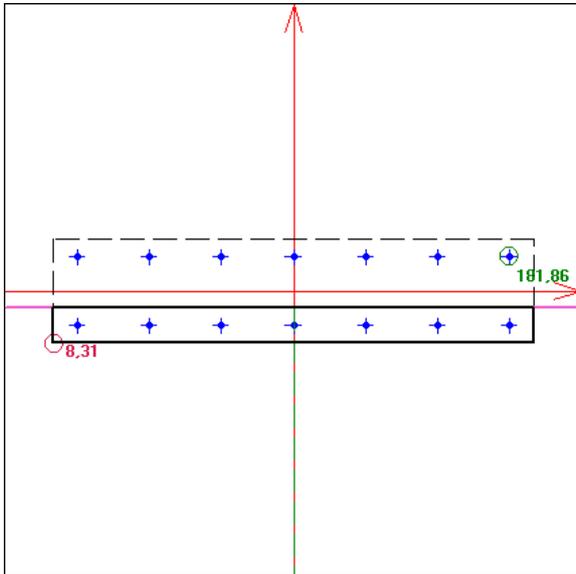
$$V_{cm, sch. 2} = 200 / 1,60 \text{ m} = 125,00 \text{ kN/m}$$

dove si è considerata una ripartizione della sollecitazione di taglio provocata dal tandem su circa 1,60 m (*Figura 4.5*).

4.2.4.2 Verifiche strutturali

Verifica a flessione

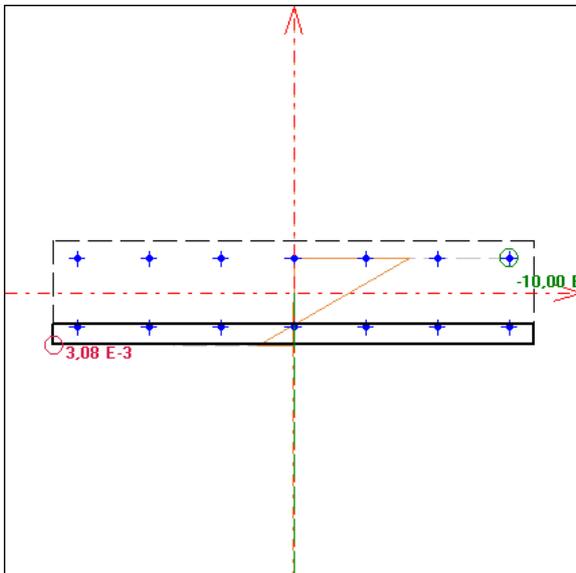
$$M^* = 1,09 + 0,95 + 56,00 = 58,04 \text{ kNm/m}$$



risulta: $\sigma_c = 8,31 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 16,81 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_s = 181,86 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

Il momento sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$M_{Sd}^* = 1,35 \times 1,09 + 1,50 \times 0,95 + 1,35 \times 56,00 = 78,50 \text{ kNm/m}$$



Condizione di carico n. 1

Con: sforzo normale sollecitante $N_{us} = 0,00 \text{ kN}$
 rapporto $M_{yu}/M_{xu} = 0,0000$ (alfa = $-90,0^\circ$)

I momenti flettenti resistenti risultano:

$M_{xur} = -130,93 \text{ kNm}$
 $M_{yur} = 0,00 \text{ kNm}$

Campo 2 max eps c = $3,069 \text{ E-3}$
 min eps s = $-10,000 \text{ E-3}$ (<0 = trazione)

Distanza asse neutro dal vertice più compresso $x = 4,3 \text{ cm}$
 $x/d = 0,2348$ $x/h = 0,1953$ ($d = 18,3$ $h = 22,0 \text{ cm}$)

Angolo dall'asse X alla normale all'asse neutro = $-90,0000^\circ$

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione, risulta un momento ultimo resistente:

$$M_{Rd} = 130,93 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 78,50 \text{ kNm/m}$$

Verifica a taglio

Il taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$V_{Sd} = 1,35 \times 3,47 + 1,50 \times 3,02 + 1,35 \times 125,00 = 177,97 \text{ kN/m}$$

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo della sezione senza armature trasversali resistenti al taglio.

$$V_{Sd} = 177,97 \text{ kN}$$

$$R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 37,4 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza caratteristica a compressione del cls} = 0,83 R_{ck}$$

$$f_{cd} = 21,2 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza di calcolo a compressione del cls} = 0,85 f_{ck} / 1,5$$

$$b_w = 100 \text{ cm} \text{ larghezza minima della sezione}$$

$$d = 29,6 \text{ cm} \text{ altezza utile della sezione}$$

$$A_{sl} = 20,50 \text{ cm}^2 \text{ area dell'armatura longitudinale}$$

$$6,66 \quad \phi \quad 14$$

$$6,66 \quad \phi \quad 14$$

$$k = 1,82 = 1 + (20/d)^{1/2} \leq 2,0$$

$$\rho_1 = 0,007 = A_{sl} / (b_w d) \leq 0,02$$

$$v_{min} = 0,53 = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

$$\sigma_{cp} = 0,00 \text{ N/mm}^2 \text{ tensione media di compress. nella sezione} \leq 0,2 f_{cd}$$

Resistenza di calcolo del calcestruzzo:

$$V_{Rcd} = 191,41 \text{ kN} = [0,18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / 1,5 + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d$$

$$V_{Rcd,min} = 156 \text{ kN} = (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d$$

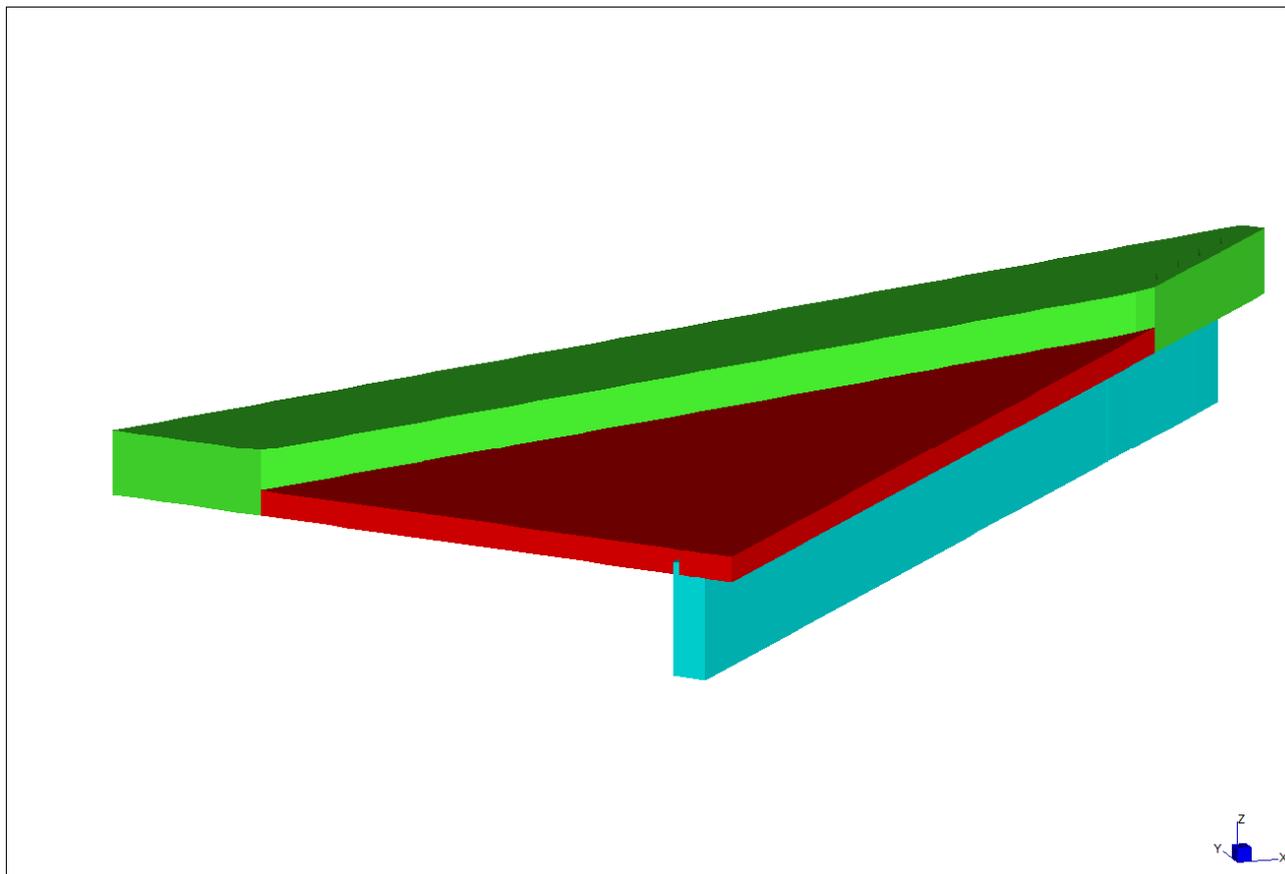
Verifica:

$$V_{Rd} = \max (V_{Rcd}) = 191,4 \text{ kN} > 177,97 \text{ kN} = V_{Sd}$$

5. SOLETTA TRIANGOLARE A SBALZO

5.1 Caratteristiche geometriche

La soletta a sbalzo, spessa 22 cm, è incastrata all'impalcato principale e al traverso di testata, quest'ultimo direttamente appoggiato sulla fondazione della spalla nord. A differenza dell'impalcato principale, non è sorretta dalle travi prefabbricate ma si protende a sbalzo sino alla parte terminale dell'allargamento della carreggiata, oltre l'argine del canale S.I.M.A.. Il cordolo largo 1,20 m, presenta uno spessore di 57 cm.



Straus7 R2.4.6 [Licenced to: AUTOSTRADA DEL BRENNERO SPA - TN]

Figura 6: Modellazione FEM della porzione di soletta a sbalzo dell'allargamento sul canale S.I.M.A.

5.2 Analisi dei carichi

1) Pesi strutturali

- peso proprio soletta: $g_1 = 0,22\text{m} \times 25,00 = 5,50 \text{ kN/m}^2$
- peso proprio cordolo: $g_1 = 0,57\text{m} \times 25,00 = 14,25 \text{ kN/m}^2$

2) Pesi permanenti portati

- peso della pavimentazione (sp. ≈ 18 cm): **4,00 kN/m²**
- peso della barriera di sicurezza – sicurvia classe H4: 1,24 kN/m
- peso della barriera antirumore – h=4,00m: 6,50 kN/m

Nel modello agli elementi finiti si ripartiscono sul cordolo il peso del sicurvia e della barriera antirumore, ottenendo:

- peso sicurvia e b.a.: $(1,24+6,50) \times 11,00 \text{ m} / 12,20 \text{ m}^2 = \mathbf{7,00 \text{ kN/m}^2}$

3) Azione variabile da Vento

- Altezza barriera antirumore:	$h_{B.A.}$	=	4.00 m
- Pressione cinetica di riferimento:	q_b	=	0.391 kN/m ²
- Coefficiente di esposizione:	c_e	=	2.22
- Coefficiente di forma:	c_p	=	1.20
- Vento per unità di lunghezza:	p	=	$0.391 \times 2.22 \times 1.20 \times 1.00 \times 4.00 = 4.170$ kN/m
- Lunghezza barriera antirumore:	$l_{B.A.}$	=	11.000 m
- Carico complessivo:	Q_w	=	$4.17 \times 11,00$ m = 45.900 kN
- Braccio della coppia:	b_r	=	$2.00 + 0.35 + 0.22/2 = 2.46$ m
- Carico per ogni nodo:	$q_{w,n}$	=	$45.90 / 50$ nodi = 0.918 kN/nodo
- Momento flettente/nodo:	$M_{w,m}$	=	$0.918 \times 2.46 =$ 2.26 kNm/nodo

4) Azione dovuta all'urto

- Forza equivalente di collisione per veicolo in svio:	F_u	=	100 kN
- Larghezza di ripartizione:	$l_{rip} = 0.50 + 2x(1.00+0.18+0.22/2) \tan(45)$	=	3.08 m

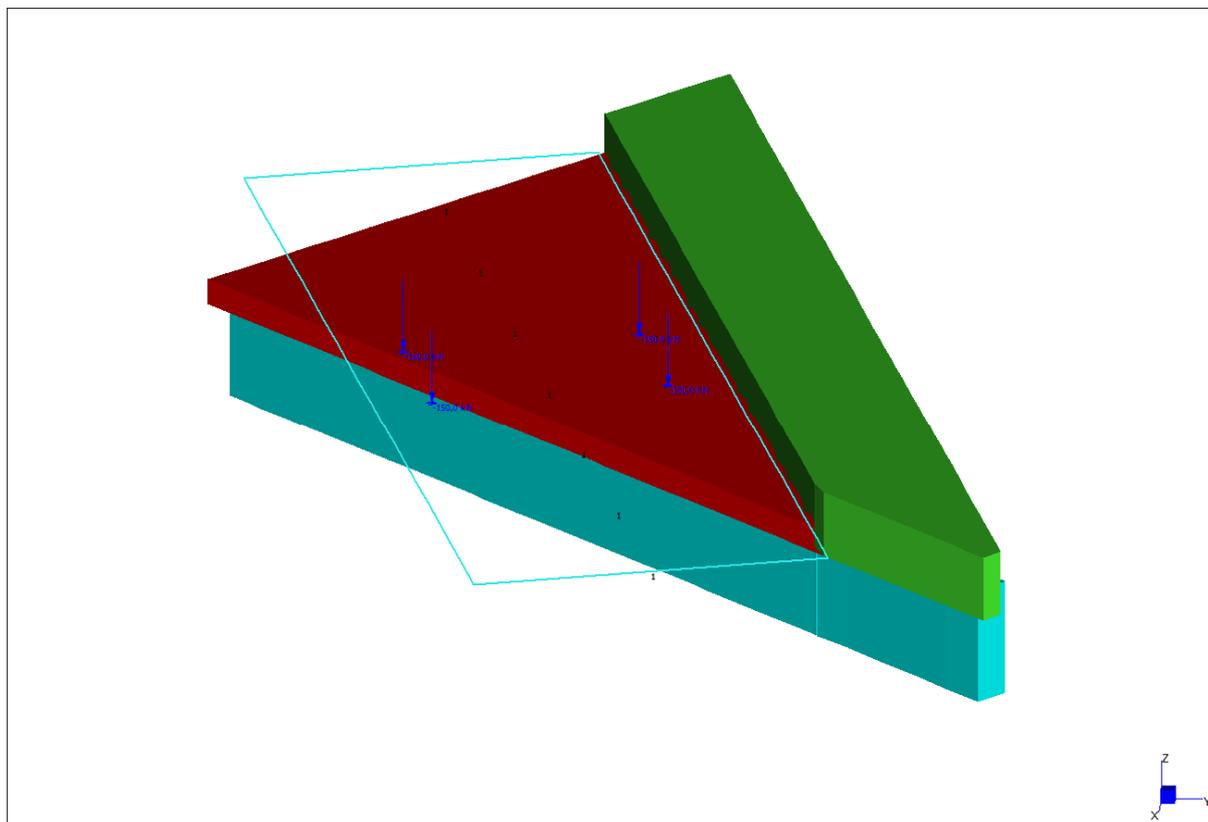
Equivalente ad una ripartizione su 14 nodi del modello ($\approx 3,00$ m):

- Forza dovuta all'urto:	$q_u = 100$ kN / 14	=	7.15 kN/nodo
- Momento dovuto all'urto:	$M_u = 100 \times (1.00+0.18+0.22/2) / 14$	=	9.21 kNm/nodo

5) Carico mobile – azioni da traffico

Schema 1:

- Carico distribuito: corsia 1	q_{1k}	=	9.00 kN/m ²
- Mezzo tandem: corsia 1	Q_{1k}	=	150 kN



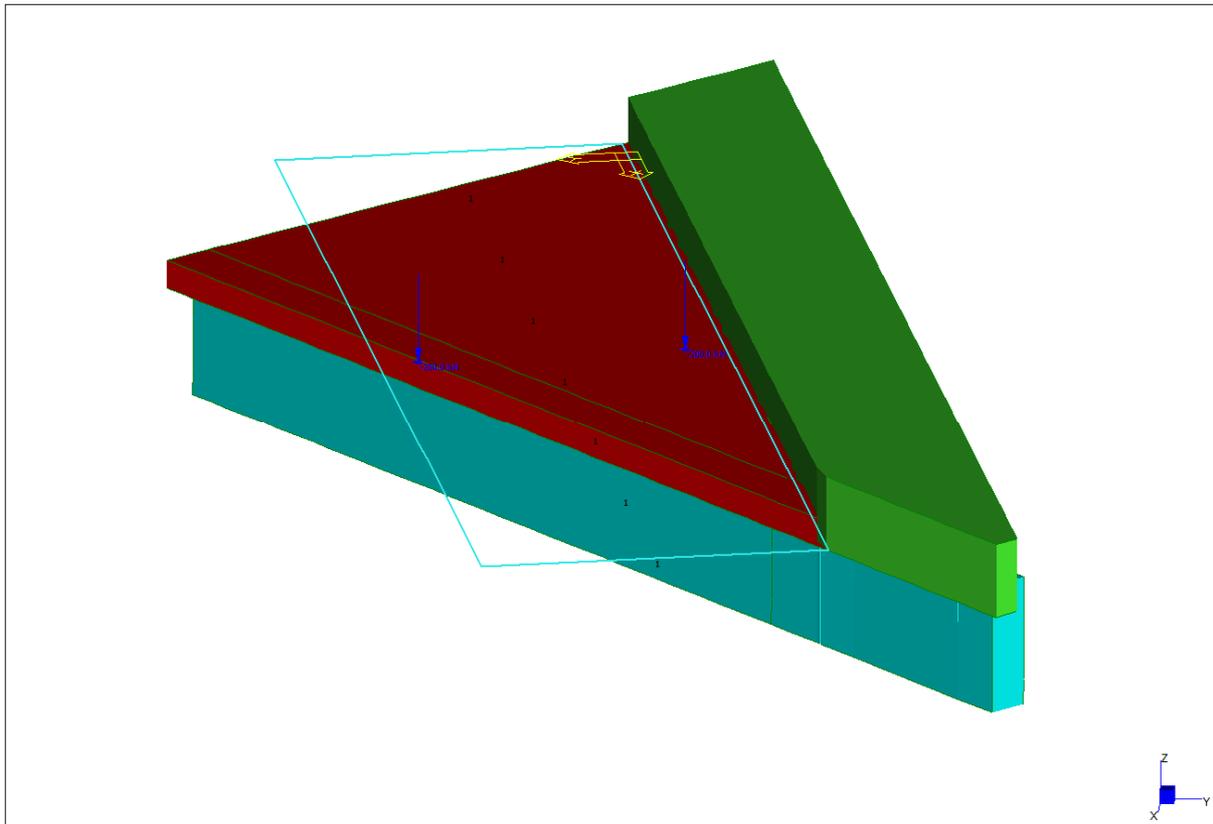
Struot? R2.4.6 [licenziat da AUTOSTRADA DEL BRENNERO SPA - TN]

Figura 7: Disposizione del carico mobile - Schema 1 (1 colonna)

Schema 2:

- Mezzo tandem: corsia 2

$Q_{1k} = 200 \text{ kN}$



Straus7 R2.4.6 [licenced to AUTOSTRADA DEL BRENNERO SPA - TN]

Figura 8: Disposizione del carico mobile - schema 2

5.3 Calcolo delle sollecitazioni

- Momenti flettenti e tagli perpendicolari all'asse delle travi:

▪ Peso proprio:

$$\begin{aligned} M_{xx(+)}^{\perp} &= 3.50 \text{ kNm} \\ M_{xx(-)}^{\perp} &= -13.40 \text{ kNm} \\ V_{xz} &= 16.23 \text{ kN} \end{aligned}$$

▪ Finiture:

$$\begin{aligned} M_{xx(+)}^{\perp} &= 2.97 \text{ kNm} \\ M_{xx(-)}^{\perp} &= -1.46 \text{ kNm} \\ V_{xz} &= 9.04 \text{ kN} \end{aligned}$$

▪ Vento:

$$\begin{aligned} M_{xx(+)}^{\perp} &= 4.43 \text{ kNm} \\ M_{xx(-)}^{\perp} &= -0.93 \text{ kNm} \\ V_{xz} &= 2.16 \text{ kN} \end{aligned}$$

▪ Carichi mobili: - SCHEMA 1 (tandem+distribuito)
- SCHEMA 1 (tandem+distribuito)

$$\begin{aligned} M_{xx(+)}^{\perp} &= 84.11 \text{ kNm} \\ M_{xx(-)}^{\perp} &= -60.94 \text{ kNm} \\ V_{xz} &= 87.07 \text{ kN} \end{aligned}$$

Azioni sollecitanti:

$$\begin{aligned} M_{xx,Sd}^{(+)} &= 1.35 \times 3.50 + 1.50 \times 2.97 + 0.90 \times 4.43 + 1.35 \times 84.11 &= \mathbf{126.72 \text{ kNm}} \\ M_{xx,Sd}^{(-)} &= 1.35 \times 13.40 + 1.50 \times 1.46 + 0.90 \times 0.93 + 1.35 \times 60.94 &= \mathbf{-103.39 \text{ kNm}} \\ V_{xz,Sd} &= 1.35 \times 10.80 + 1.50 \times 7.33 + 0.90 \times 2.16 + 1.35 \times 87.07 &= \mathbf{145.06 \text{ kN}} \end{aligned}$$

- Momenti flettenti e tagli paralleli all'asse delle travi:

▪ Peso proprio:	$M_{yy(+)}^{\perp} = 3.95 \text{ kNm}$
	$M_{yy(-)}^{\perp} = -2.63 \text{ kNm}$
	$V_{yz} = 8.32 \text{ kN}$
▪ Finiture:	$M_{yy(+)}^{\perp} = 2.67 \text{ kNm}$
	$M_{yy(-)}^{\perp} = -1.47 \text{ kNm}$
	$V_{yz} = 4.28 \text{ kN}$
▪ Vento:	$M_{yy(+)}^{\perp} = 3.64 \text{ kNm}$
	$M_{yy(-)}^{\perp} = -1.06 \text{ kNm}$
	$V_{yz} = 2.38 \text{ kN}$
▪ Carichi mobili: - SCHEMA 1 (tandem+distribuito)	$M_{yy(+)}^{\perp} = 88.91 \text{ kNm}$
- SCHEMA 1 (tandem+distribuito)	$M_{yy(-)}^{\perp} = -42.26 \text{ kNm}$
	$V_{yz} = 97.46 \text{ kN}$

Momento sollecitante allo Stato Limite Ultimo – ULI:

$$M_{yy,Sd}^{(+)} = 1.35 \times 3.95 + 1.50 \times 2.67 + 0.90 \times 3.64 + 1.35 \times 88.91 = 132.64 \text{ kNm}$$

$$M_{yy,Sd}^{(-)} = 1.35 \times 2.63 + 1.50 \times 1.47 + 0.90 \times 1.06 + 1.35 \times 42.26 = -63.76 \text{ kNm}$$

$$V_{yz,Sd} = 1.35 \times 8.32 + 1.50 \times 4.28 + 0.90 \times 2.38 + 1.35 \times 97.46 = 151.37 \text{ kN}$$

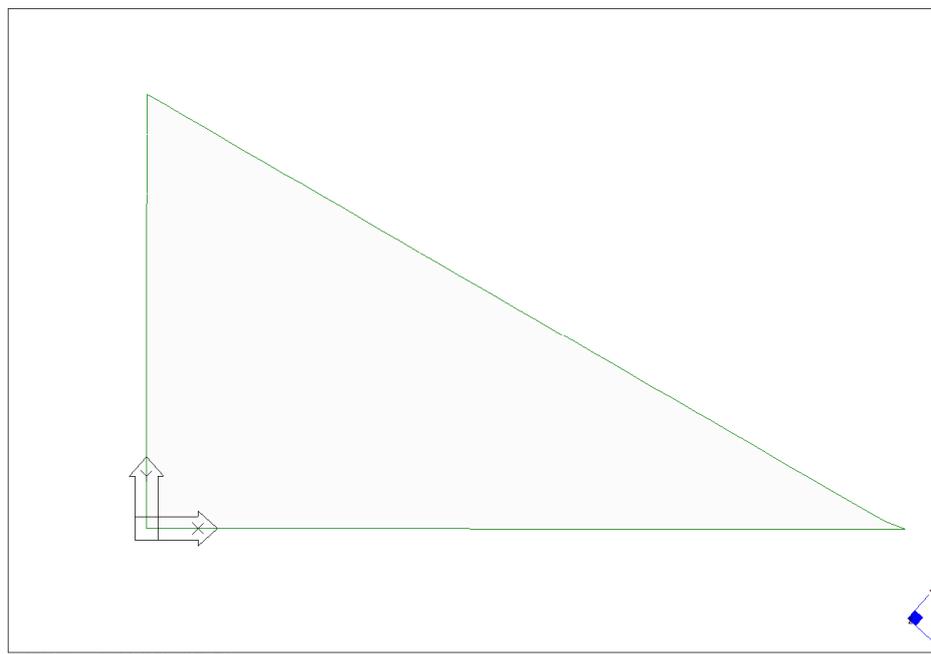


Figura 9: Sistema di Riferimento identificativo delle sollecitazioni

5.4 Caratteristiche dei materiali

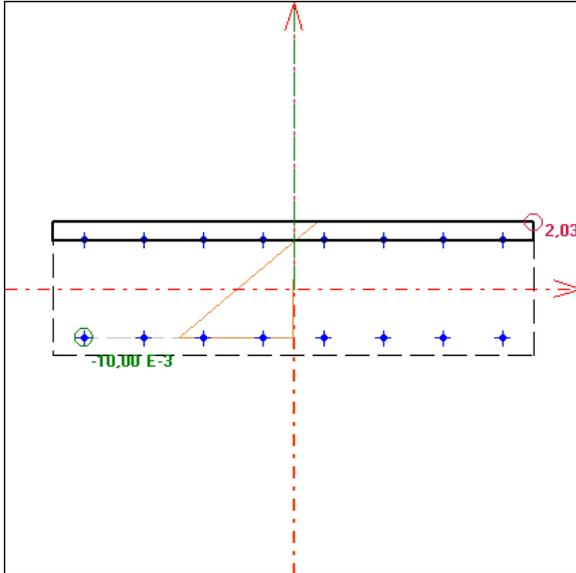
Nelle verifiche si assumono le seguenti caratteristiche dei materiali e limitazioni tensionali:

$f_{ck} = 0,83 \times 45 = 37,35 \text{ N/mm}^2$	resistenza caratt. a compressione del cls ($R_{ck}=45 \text{ N/mm}^2$)
$f_{cd} = 0,85 f_{ck} / 1,50 = 21,17 \text{ N/mm}^2$	resistenza di calcolo a compressione del cls
$f_{yd} = f_{yk} / 1,15 = 391 \text{ N/mm}^2$	tensione di calcolo per acciaio B450C ($f_{yk}=450 \text{ N/mm}^2$)

5.5 Verifica della soletta – dir. X – X

5.5.1 Sezione in campata

Altezza utile $d = 28 - 3 - 1,6/2 = 24,2$ cm (armature superiori)
 Armatura superiore $A'_s = \phi 16/12,5$ cm = $16,08$ cm²/m (8 ϕ 16/m)
 Armatura inferiore $A_s = \phi 16/12,5$ cm = $16,08$ cm²/m (8 ϕ 16/m)



Condizione di carico n. 1

Con: sforzo normale sollecitante $N_{us} = 0,00$ kN
 rapporto $M_{yu}/M_{xu} = 0,0000$ (alfa = $90,0^\circ$)

I momenti flettenti resistenti risultano:
 $M_{xur} = 141,43$ kNm
 $M_{yur} = 0,00$ kNm

Campo 2 max eps c = $2,035$ E-3
 min eps s = $-10,000$ E-3 (<0 = trazione)

Distanza asse neutro dal vertice più compresso $x = 4,09$ cm
 $x/d = 0,1691$ $x/h = 0,1461$ ($d = 24,2$ $h = 28,0$ cm)

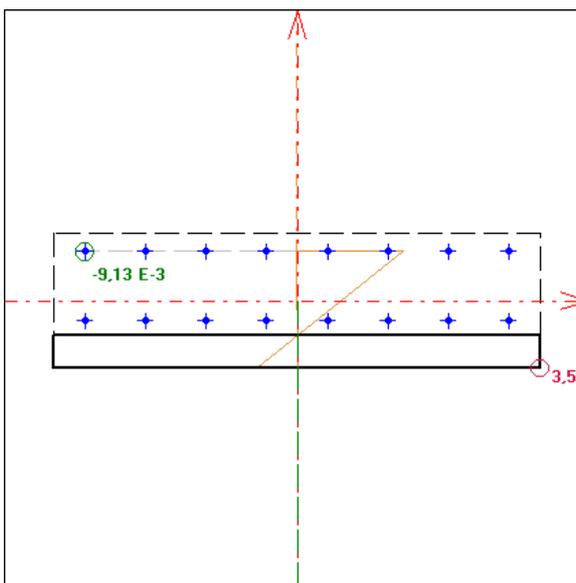
Angolo dall'asse X alla normale all'asse neutro = $90,0000^\circ$

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione, risulta un momento ultimo resistente:

$$M_{Rd} = 141,43 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 126,72 \text{ kNm/m}$$

5.5.2 Sezione all'incastro

Altezza utile $d = 28 - 3 - 1,6/2 = 24,2$ cm (armature superiori)
 Armatura superiore $A'_s = \phi 16/12,5$ cm = $16,08$ cm²/m (8 ϕ 16/m)
 Armatura inferiore $A_s = \phi 16/12,5$ cm = $16,08$ cm²/m (8 ϕ 16/m)



Condizione di carico n. 2

Con: sforzo normale sollecitante $N_{us} = 0,00$ kN
 rapporto $M_{yu}/M_{xu} = 0,0000$ (alfa = $-90,0^\circ$)

I momenti flettenti resistenti risultano:
 $M_{xur} = -171,07$ kNm
 $M_{yur} = 0,00$ kNm

Campo 3 max eps c = $3,500$ E-3
 min eps s = $-9,135$ E-3 (<0 = trazione)

Distanza asse neutro dal vertice più compresso $x = 6,7$ cm
 $x/d = 0,2770$ $x/h = 0,2394$ ($d = 24,2$ $h = 28,0$ cm)

Angolo dall'asse X alla normale all'asse neutro = $-90,0000^\circ$

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione, risulta un momento ultimo resistente:

$$M_{Rd} = 171,07 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 103,39 \text{ kNm/m}$$

Si esegue la verifica a taglio nell'ipotesi di sezione priva di armatura trasversale resistente.

$$\begin{aligned}
 V_{Sd} &= 145.06 \text{ kN} \\
 R_{ck} &= 45 \text{ N/mm}^2 \\
 f_{ck} &= 37.4 \text{ N/mm}^2 \quad \text{resistenza caratteristica a compressione del cls} = 0,83 R_{ck} \\
 f_{cd} &= 21.2 \text{ N/mm}^2 \quad \text{resistenza di calcolo a compressione del cls} = 0,85 f_{ck} / 1,5 \\
 \\
 b_w &= 100.0 \text{ cm} \quad \text{larghezza minima della sezione} \\
 d &= 24.2 \text{ cm} \quad \text{altezza utile della sezione} \\
 A_{sl} &= 16.08 \text{ cm}^2 \quad \text{area dell'armatura longitudinale} \quad \quad \quad \mathbf{8} \quad \phi \quad \mathbf{16} \\
 k &= 1.91 \quad = 1 + (20/d)^{1/2} \leq 2,0 \\
 \rho_1 &= 0.007 \quad = A_{sl} / (b_w d) \leq 0,02 \\
 v_{min} &= 0.56 \quad = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}
 \end{aligned}$$

□

Resistenza di calcolo del calcestruzzo:

$$\begin{aligned}
 V_{Rcd} &= 161.73 \text{ kN} \quad = [0,18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / 1,5 + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d \\
 V_{Rcd,min} &= 137 \text{ kN} \quad = (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d
 \end{aligned}$$

Verifica:

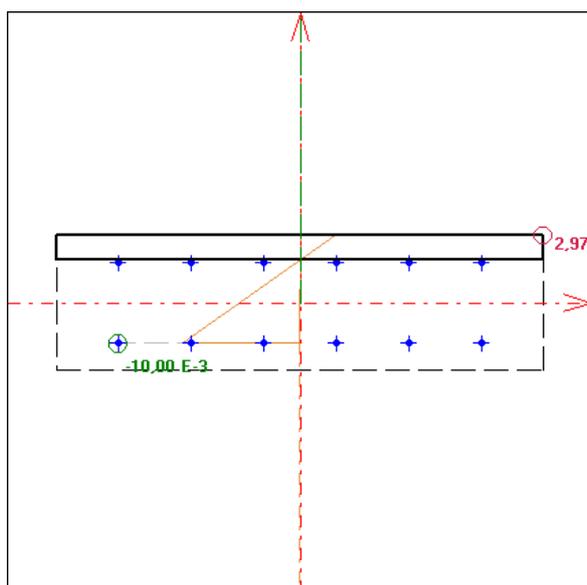
$$V_{Rd} = \max (V_{Rcd}) = \mathbf{161.73 \text{ kN}} > \mathbf{145.06 \text{ kN}} = V_{Sd}$$

La verifica a taglio è soddisfatta con un coefficiente di sicurezza $\eta = 1.1$.

5.6 Verifica della soletta – dir. Y – Y

5.6.1 Sezione in campata

Altezza utile $d = 28-3-1,6-20/2 = 22,4 \text{ cm}$ (armature superiori)
 Armatura superiore $A'_s = \phi 20/15 \text{ cm} = 20,94 \text{ cm}^2/\text{m}$
 Armatura inferiore $A_s = \phi 20/15 \text{ cm} = 20,94 \text{ cm}^2/\text{m}$



Condizione di carico n. 1

Con: sforzo normale sollecitante $N_{us} = 0,00 \text{ kN}$
 rapporto $M_{yu}/M_{xu} = 0,0000$ (alfa = 90,0°)

I momenti flettenti resistenti risultano:
 $M_{xur} = 153,43 \text{ kNm}$
 $M_{yur} = 0,00 \text{ kNm}$

Campo 2 max eps c = 2,966 E-3
 min eps s = -10,000 E-3 (<0 = trazione)

Distanza asse neutro dal vertice più compresso $x = 5,12 \text{ cm}$
 $x/d = 0,2287$ $x/h = 0,1830$ ($d = 22,4$ $h = 28,0 \text{ cm}$)

Angolo dall'asse X alla normale all'asse neutro = 90,0000°

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione, risulta un momento ultimo resistente:

$$M_{Rd} = 153.43 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 132,64 \text{ kNm/m}$$

5.6.2 Verifica a taglio

Si esegue la verifica a taglio nell'ipotesi di sezione priva di armatura trasversale resistente.

$$\begin{aligned} V_{Sd} &= 151.37 \text{ kN} \\ R_{ck} &= 45 \text{ N/mm}^2 \\ f_{ck} &= 37.4 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza caratteristica a compressione del cls} = 0,83 R_{ck} \\ f_{cd} &= 21.2 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza di calcolo a compressione del cls} = 0,85 f_{ck} / 1,5 \\ b_w &= 100.0 \text{ cm} \text{ larghezza minima della sezione} \\ d &= 22.4 \text{ cm} \text{ altezza utile della sezione} \\ A_{sl} &= 20.94 \text{ cm}^2 \text{ area dell'armatura longitudinale} \quad 6.66 \quad \phi \quad 20 \\ k &= 1.94 = 1 + (20/d)^{1/2} \leq 2,0 \\ \rho_1 &= 0.009 = A_{sl} / (b_w d) \leq 0,02 \\ v_{min} &= 0.58 = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \\ \sigma_{cp} &= 0.00 \text{ N/mm}^2 \text{ tensione media di compress. nella sezione} \leq 0,2 f_{cd} \end{aligned}$$

Resistenza di calcolo del calcestruzzo:

$$\begin{aligned} V_{Rcd} &= 170.88 \text{ kN} = [0,18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / 1,5 + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d \\ V_{Rcd,min} &= 130 \text{ kN} = (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d \end{aligned}$$

Verifica:

$$V_{Rd} = \max (V_{Rcd}) = \mathbf{170.88 \text{ kN}} > \mathbf{151.37 \text{ kN}} = V_{Sd}$$

La verifica a taglio è soddisfatta con un coefficiente di sicurezza $\eta = 1.1$.

5.7 Verifica del cordolo laterale

Il cordolo ha una larghezza di 120 cm e uno spessore complessivo di 57 cm. Su di esso viene installata una barriera antirumore alta 4.00 m.

Azioni sollecitanti:

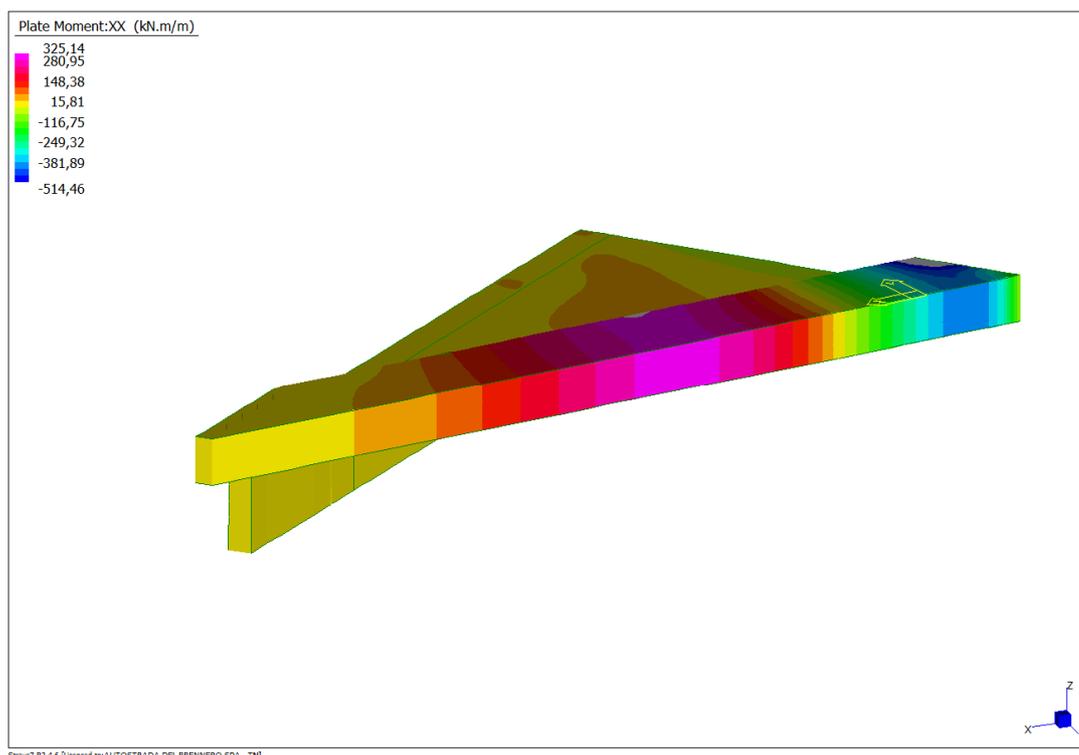
▪ Peso proprio:	$M_{xx}^{(+)} = 52.53 \text{ kNm}$
	$M_{xx}^{(-)} = - 88.93 \text{ kNm}$
	$V_{zx} = 78.42 \text{ kN}$
▪ Finiture:	$M_{xx}^{(+)} = 28.26 \text{ kNm}$
	$M_{xx}^{(-)} = - 46.93 \text{ kNm}$
	$V_{zx} = 40.74 \text{ kN}$
▪ Vento:	$M_{xx}^{(+)} = 20.53 \text{ kNm}$
	$M_{xx}^{(-)} = - 38.30 \text{ kNm}$
	$M_{yy} = - 9.16 \text{ kNm}$
	$V_{zx} = 34.76 \text{ kN}$
▪ Urto:	$M_{xx}^{(+)} = 18.42 \text{ kNm}$
	$M_{xx}^{(-)} = - 53.32 \text{ kNm}$
	$M_{yy} = - 34.71 \text{ kNm}$
	$V_{zx} = 27.16 \text{ kN}$
▪ Carichi mobili: - SCHEMA 1 (tandem+distribuito)	$M_{xx}^{(+)} = 122.76 \text{ kNm}$
	$M_{xx}^{(-)} = - 155.23 \text{ kNm}$
	$V_{zx} = 248.10 \text{ kN}$

Azioni sollecitanti:

$$M_{xx,Sd}^{(+)} = 1.35 \times 52.53 + 1.5 \times 28.26 + 1.5 \times 18.42 + 0.9 \times 20.53 + 1.35 \times 122.76 = \mathbf{325.14 \text{ kNm}}$$

$$M_{xx,Sd}^{(-)} = 1.35 \times 88.93 + 1.5 \times 46.93 + 1.5 \times 53.32 + 0.9 \times 38.30 + 1.35 \times 155.23 = \mathbf{- 514.46 \text{ kNm}}$$

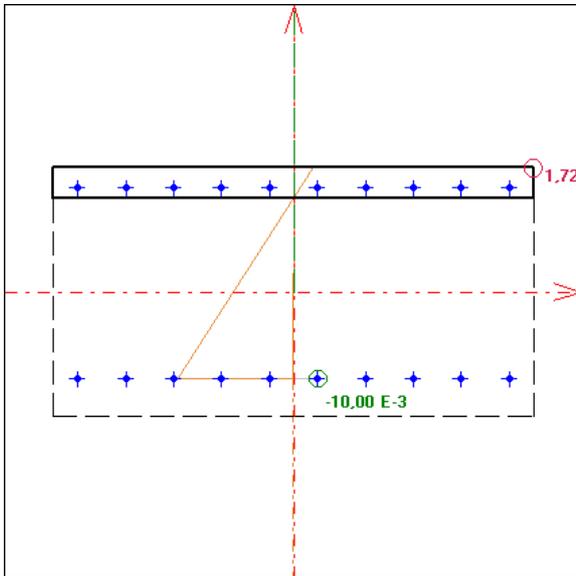
$$V_{zx,Sd} = 1.35 \times 78.42 + 1.5 \times 40.74 + 1.5 \times 27.16 + 0.9 \times 34.76 + 1.35 \times 248.10 = \mathbf{573.94 \text{ kN}}$$



Stru7 R2.4.6 [licensed to: AUTOSTRADA DEL BRENNERO SPA - TN]

5.7.1 Sezione in campata

Altezza utile $d = 52 - 3 - 1,6 - 2,4/2 = 46,2$ cm (armature superiori)
 Armatura superiore $A'_s = \phi 20/10$ cm = $31,42$ cm²/m
 Armatura inferiore $A_s = \phi 20/10$ cm = $31,42$ cm²/m



Condizione di carico n. 1

Con: sforzo normale sollecitante $N_{us} = 0,00$ kN
 rapporto $M_{yu}/M_{xu} = 0,0000$ (alfa = $90,0^\circ$)

I momenti flettenti resistenti risultano:
 $M_{xur} = 506,44$ kNm
 $M_{yur} = 0,00$ kNm

Campo 2 max eps c = $1,724$ E-3
 min eps s = $-10,000$ E-3 (<0 = trazione)

Distanza asse neutro dal vertice più compresso $x = 6,5$ cm
 $x/d = 0,1470$ $x/h = 0,1250$ ($d = 44,2$ $h = 52,0$ cm)

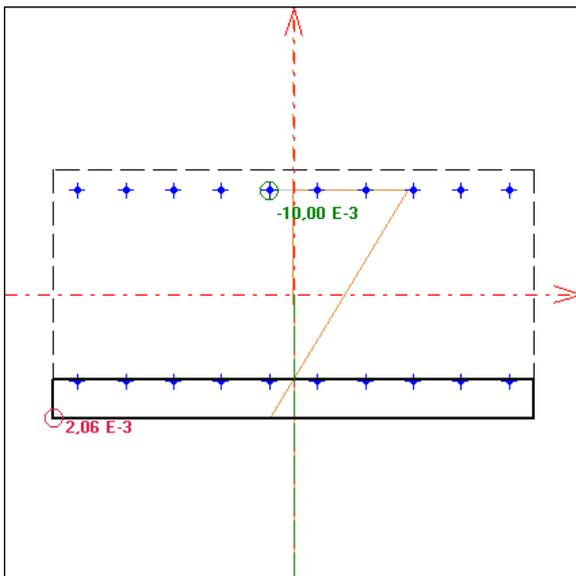
Angolo dall'asse X alla normale all'asse neutro = $90,0000^\circ$

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione, risulta un momento ultimo resistente:

$$M_{Rd} = 506,44 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 325,14 \text{ kNm/m}$$

5.7.2 Sezione all'incastro

Altezza utile $d = 52 - 3 - 1,6 - 2,4/2 = 46,2$ cm (armature superiori)
 Armatura superiore $A'_s = \phi 20/10$ cm = $31,42$ cm²/m
 Armatura inferiore $A_s = \phi 20/10$ cm = $31,42$ cm²/m



Condizione di carico n. 2

Con: sforzo normale sollecitante $N_{us} = 0,00$ kN
 rapporto $M_{yu}/M_{xu} = 0,0000$ (alfa = $-90,0^\circ$)

I momenti flettenti resistenti risultano:
 $M_{xur} = -546,31$ kNm
 $M_{yur} = 0,00$ kNm

Campo 2 max eps c = $2,061$ E-3
 min eps s = $-10,000$ E-3 (<0 = trazione)

Distanza asse neutro dal vertice più compresso $x = 8,17$ cm
 $x/d = 0,1709$ $x/h = 0,1571$ ($d = 47,8$ $h = 52,0$ cm)

Angolo dall'asse X alla normale all'asse neutro = $-90,0000^\circ$

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione, risulta un momento ultimo resistente:

$$M_{Rd} = -546,31 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = -514,46 \text{ kNm/m}$$

Si esegue la verifica a taglio nell'ipotesi di armatura trasversale resistente all'azione tagliante. In corrispondenza dell'appoggio si prevede di disporre staffe ϕ 12 ad interasse 15 cm.

$V_{Sd} =$	573.94	kN				
$R_{ck} =$	45.0	N/mm ²				
$f_{yk} =$	450	N/mm ²				
$f_{cd} =$	21.2	N/mm ²	resistenza di calcolo a compressione del cls			
$f'_{cd} =$	10.6	N/mm ²	resistenza a compress. ridotta del cls d'anima			
$f_{yd} =$	391	N/mm ²	tensione di calcolo dell'acciaio			
$b_w =$	105.0	cm	larghezza minima della sezione			
$h =$	52	cm	altezza della sezione			
$c =$	4.2	cm	copriferro			
$d =$	47.8	cm	altezza utile della sezione			
$\theta =$	21.8	°	inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	0.380	rad	
$A_{sw} =$	2.26	cm ²	area dell'armatura trasversale = 2 ϕ 12	2	ϕ 12	
$s =$	15	cm	interasse tra due armature trasversali consecutive			
$\alpha =$	90	°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale	1.571	rad	
$\sigma_{cp} =$	0.00	N/mm ²	tensione media di compressione nella sezione			
$\sigma_{cp}/f_{cd} =$	0.00					
$\alpha_c =$	1.00					

Resistenza di calcolo del calcestruzzo d'anima:

$$V_{Rcd} = 1648 \text{ kN} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

Resistenza di calcolo dell'armatura trasversale:

$$V_{Rsd} = 635 \text{ kN} = 0,9 d A_{sw}/s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \sin\alpha$$

Verifica:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) = 635 \text{ kN} > 573.94 \text{ kN} = V_{Sd}$$

La verifica a taglio è soddisfatta con un coefficiente di sicurezza $\eta = 1.1$.

6. APPOGGI

6.1 Caratteristiche degli apparecchi di appoggio

Si prevede l'impiego di appoggi in neoprene armato tipo C (UNI EN 1337-3) aventi le caratteristiche specificate in tabella:

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI PER IL NUOVO IMPALCATO		
Dimensione nella direzione della trave	A	350 mm
Dimensione in direzione trasversale	B	500 mm
Spessore totale della gomma	h_g	80 mm
Numero strati di gomma	n	5
Spessore singolo strato di gomma	t_i	16 mm
Spessore armature	t_s	5 mm
Altezza totale del nucleo	h_{nuc}	130 mm
Altezza totale comprese le piastre d'acciaio	h_{tot}	148 mm
Modulo di elasticità tangenziale della gomma	G	0,90 N/mm ²
Rigidezza verticale	K_v	339 kN/mm
Rigidezza orizzontale	K_o	1.97 kN/mm

6.2 Analisi dei carichi in fase statica

6.2.1 Calcolo delle deformazioni dovute a ritiro, variazione termica e fluage

Si considerano nel calcolo:

- **Ritiro**

Area esposta all'aria: $A_c = 0,410675 \text{ m}^2$
 Perimetro esposto all'aria: $u = 4,6552 \text{ m}$
 Dimensione fittizia: $h_0 = 176,44 \text{ mm}$

Ritiro da essiccamento: $\varepsilon_{cd} = 0,2136 \text{ ‰}$
 (UR=80%; $f_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$; $\varepsilon_{c0} = 0,24\text{‰}$; $k_H = 0,89$)

Ritiro autogeno: $\varepsilon_{ca} = 2.5 (f_{ck} - 10) 10^{-6} = 0,089125 \text{ ‰}$

Ritiro totale: $\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 0,302725 \text{ ‰} = 0,0003$

Frazione di ritiro in opera: 75%

- **Variazione termica**

$\Delta T = \pm 30^\circ\text{C}$
 $\alpha = 10^{-5}$

- **Fluage**

Dimensione fittizia: $h_0 = 176,44 \text{ mm}$
 Tempo di messa in carico: $t_0 = 30 \text{ giorni}$
 Coefficiente di viscosità: $\varphi = 2,06$ (tabella 11.2.VI D.M. 2008)
 Tensione nell'a.p. al taglio: $\sigma_{spt} = 1438.10 \text{ N/mm}^2$
 Area di acciaio: $A_{ap} = 36 \times 93 = 3348 \text{ mm}^2$
 Precompressione: $N = 4814,76 \text{ kN}$
 Perdite: $\Delta_p = 21,774\%$

$$\begin{aligned} \text{Area della sezione:} & \quad A = 0,4274 \text{ m}^2 \\ \text{Tensione media:} & \quad \sigma_{c,med} = N (1-\Delta_p) / A = 8,81 \text{ N/mm}^2 \\ \text{Modulo elastoco cls:} & \quad E = 36000 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Le deformazioni che interessano il singolo appoggio risultano pari a:

- Ritiro $0,75 \times 0.0003 \times (27000/2) = 3,04 \text{ mm}$
- Variazione termica $1 \times 10^{-5} \times 30 \times (27000/2) = 4,05 \text{ mm}$
- Fluage $0,75 \times 2,06 \times 8,81 \times (27000/2) / 36000 = 5,10 \text{ mm}$
 $2 \times 0.75 \times (\phi_{PREC} + \phi_{PP} + \phi_{FIN}) = 4,50 \text{ mrad}$

La deformazione complessiva risulta: $3,04 + 4,05 + 5,10 = 12,19 \text{ mm}$

6.2.2 Rotazioni

Si rimanda al *paragrafo 3.6*; si riassumono in tabella le rotazioni corrispondenti ai vari casi di carico.

CARICO	ROTAZIONE (mrad)
<i>Precompressione finale</i>	-5.90
<i>Trave prefabbricata</i>	1.97
<i>Finiture</i>	0.93
Totale permanenti	-3.00
Totale carichi mobili	2.56
Totale	-0.44

6.2.3 Carichi verticali su un appoggio

Le reazioni sul singolo appoggio sono state ricavate dal modello agli elementi finiti del ponte; si precisa che il taglio dovuto ai carichi permanenti è pari alla somma del taglio sulla trave e del peso del ringrosso a tergo dell'appoggio (comprensivo di traverso).

- Carichi permanenti $V_{PERM} = V_{TR} + V_{trav} + V_{ringr} = 267,67 + 31,13 = 298,80 \text{ kN}$
- Carichi dovuti alle finiture $V_{FIN} = 107,28 \text{ kN}$
- Carichi mobili $V_{C.M. max} = 728,58 \text{ kN}$
 $V_{C.M. min} = -58,74 \text{ kN}$

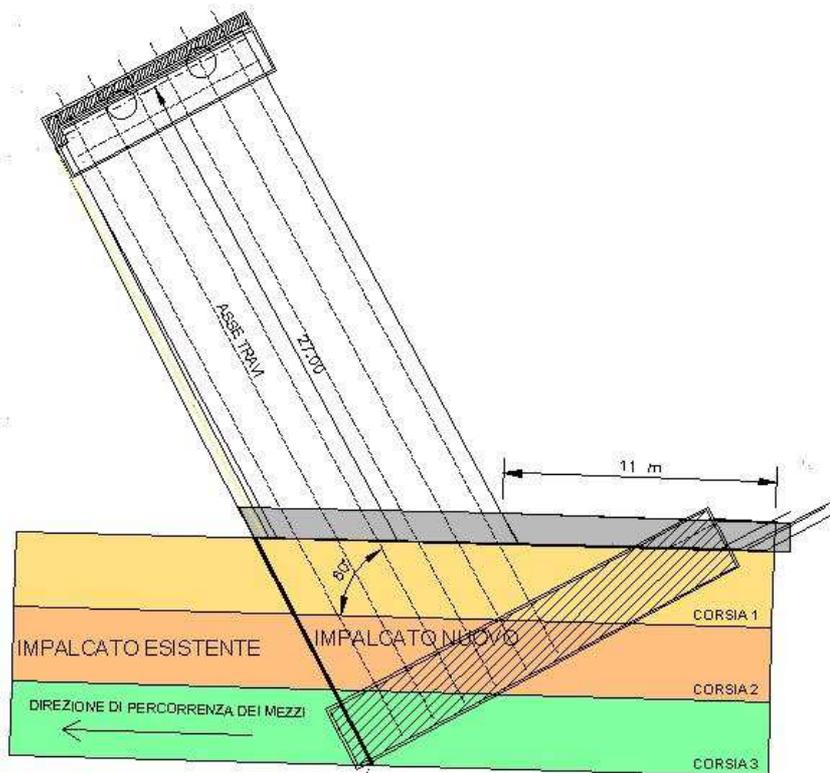
Le reazioni vincolari dovute alle finiture (pavimentazione e terreno) e ai carichi mobili sono quelle inerenti la trave di bordo interna, adiacente all'impalcato esistente.

6.2.4 Forze orizzontali

- Frenata $F_{FRENATA} = (0,6 \times 600 + 0,1 \times (9,00 \times 3,0) \times 21,0\text{m}) = 416,70 \text{ kN}$
- Vento sull'impalcato $F_{V, IMPALCATO} = 2,61 \text{ kN/m} \times 27,00 = 70,47 \text{ kN}$
- Vento sulla b. antirumore $F_{V, B.A.} = 8,03 \text{ kN/m} \times 10,00 = 80,31 \text{ kN}$

Si precisa che la forza dovuta al vento sull'impalcato è stata considerata come una forza perpendicolare all'asse delle travi e quella dovuta al vento sulla barriera antirumore come una forza perpendicolare all'asse della barriera stessa.

La lunghezza di 21,00 m sulla quale sono stati valutati il vento sulla barriera antirumore e la frenata è la massima lunghezza dell'impalcato nuovo in direzione parallela all'asse autostradale.



Tra l'asse delle travi e l'asse autostradale vi è un angolo α di 60° . Le forze orizzontali sono state scomposte in modo tale da ottenere le componenti in direzione parallela (direzione x) e ortogonale (direzione y) all'asse delle nuove travi.

Si riassumono in tabella i valori delle forze agenti sul singolo appoggio in direzione parallela e perpendicolare all'asse delle travi, ottenute scomponendo le forze e dividendole per gli appoggi della spalla nord (6) e della spalla sud (6).

		FRENATA		VENTO IMPALCATO		VENTO B.A. DA EXT		VENTO B.A. DA INT	
		F_{paral}	F_{perp}	F_{paral}	F_{perp}	F_{paral}	F_{perp}	F_{paral}	F_{perp}
		FX	FZ	FX	FZ	FX	FZ	FX	FZ
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
SPALLA NORD	Node 1	-25.09	49.07	0	5.87	12.21	4.73	-12.21	-4.73
	Node 2	-27.19	49.08	0	5.87	12.05	4.73	-12.05	-4.73
	Node 3	-29.31	49.09	0	5.87	11.89	4.73	-11.89	-4.73
	Node 4	-31.43	49.09	0	5.87	11.73	4.73	-11.73	-4.73
	Node 5	-33.55	49.08	0	5.87	11.57	4.73	-11.57	-4.73
	Node 6	-35.65	49.07	0	5.87	11.41	4.73	-11.41	-4.73
SPALLA SUD	Node 1278	0	7.82	0	5.87	0	1.57	0	-1.57
	Node 1280	0	7.82	0	5.87	0	1.57	0	-1.57
	Node 1282	0	7.83	0	5.87	0	1.57	0	-1.57
	Node 1284	0	7.83	0	5.87	0	1.57	0	-1.57
	Node 1286	0	7.82	0	5.87	0	1.57	0	-1.57
	Node 1288	0	7.82	0	5.87	0	1.57	0	-1.57

6.2.5 Riassunto delle forze e delle rotazioni sugli appoggi

	V [kN]	H _{PERP, z} [kN]	H _{PARALL, x} [kN]	ΔL [mm]	φ [mrad]
<i>Permanenti</i>	298.80				1.97
<i>Finiture</i>	107.28				0.93
<i>Precompressione</i>					-5.90
<i>DT</i>				4.05	
<i>Ritiro</i>				3.04	
<i>Fluage</i>				5.10	-4.50
<i>C.M. max</i>	728.58				2.56
<i>C.M. min</i>	-58.74				-0.31
<i>Frenata</i>		49.07	-35.65		
<i>Vento (Impalcato + B.A. ext)</i>		10.60	11.41		
<i>Vento (impalcato + B.A. int)</i>		1.14	-11.41		

6.2.6 Combinazioni

Si verificano gli appoggi con le sollecitazioni corrispondenti alle combinazioni allo stato limite ultimo previste dalla normativa di riferimento, adottando i coefficienti riassunti in tabella:

	UI vento +	UI vento -	UII carico mobile e vento +	UII carico mobile e vento -	UIII vento + e frenata	UIII vento - e frenata	UIII frenata
<i>Permanenti</i>	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
<i>Finiture</i>	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
<i>Precompressione</i>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
<i>DT</i>	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
<i>Ritiro</i>	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
<i>Fluage</i>	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
<i>C.M. max</i>	0.00	0.00	1.35	1.35	1.01	1.01	1.01
<i>C.M. min</i>	0.00	0.00	1.35	1.35	1.01	1.01	1.01
<i>Frenata</i>	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	1.50	1.50
<i>Vento +</i>	1.50	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.00
<i>Vento -</i>	0.00	1.50	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00

Le sollecitazioni, rotazioni e spostamenti corrispondenti sono:

		UI; vento +	UI; vento -	UII; vento +	UII; vento -	UIII; vento+ e frenata	UIII; vento- e frenata	UIII; frenata
Forza verticale max	[kN]	564.30	564.30	1547.88	1547.88	1301.99	1301.99	1301.99
Forza verticale min (contemp. H _{max})	[kN]	406.08	406.08	326.78	326.78	346.61	346.61	346.61
Forza verticale dovuta ai permanenti	[kN]	406.08	406.08	406.08	406.08	406.08	406.08	406.08
Forza orizzontale max (vento, frenata, ecc.) direz. X	[kN]	17.13	-17.09	10.28	-10.25	-43.20	-63.73	-53.48
Forza orizzontale max (vento, frenata, ecc.) direz. Y	[kN]	15.90	1.71	9.54	1.03	83.15	74.63	73.60
Spostamento dovuto a ΔT, ritiro, fluage	[mm]	14.63	14.63	14.63	14.63	14.63	14.63	14.63
Rotazione max	[mrad]	-1.85	-1.85	1.61	1.61	0.75	0.75	0.75
Rotazione min	[mrad]	-8.40	-8.40	-8.82	-8.82	-8.71	-8.71	-8.71

Si riportano i risultati delle verifiche nella combinazione di carico più gravosa, precisando che gli appoggi previsti sono verificati per tutte le combinazioni di carico.

In relazione si riporta la verifica per l'appoggio più interno della spalla nord, adiacente all'impalcato esistente, essendo quello maggiormente sollecitato.

6.3 Verifica statica degli appoggi – combinazione N_{max}

Carichi - deformazioni - rotazioni

Carico normale massimo	F_z ULS	1547.88	kN	
Forza orizzontale massima applicata nella direzione x (dir. del lato corto dell'appoggio)	H_{max} ULS, x	10.28	kN	
Forza orizzontale massima applicata nella direzione y (dir. del lato lungo dell'appoggio)	H_{max} ULS, y	9.54	kN	
Le forze orizzontali massime sono sismiche o dinamiche (S/N)?		N		
Carico normale minimo concomitante con H_{max} ULS	F_z min ULS	326.78	kN	
Carico normale minimo	F_z min PERM	406.08	kN	
Spostamento massimo non dovuto a carichi orizzontali in direzione x (+/-)dir. del lato corto	V ULS, x	14.63	mm	
Spostamento massimo non dovuto a carichi orizzontali in direzione y (+/-)dir. del lato lungo	V ULS, y	0.00	mm	
Rotazione totale	α ULS	0.014	rad	
Rotazione attorno all'asse y (lato lungo) o all'asse x (lato corto) (L/C) ?		L		
Fattore del tipo di carico	K_L	1.0		5.3.3
Fattore di sicurezza	γ_m	1.0		5.3.3
Ancoraggi meccanici (S/N) ?		S		
Appoggio a contatto con acciaio (a), calcestruzzo (c), con entrambi (s) ?		C		
valore caratteristico del coefficiente d'attrito acciaio-acciaio	$\mu_{k\ a-a}$	0.4		5.2
valore caratteristico del coefficiente d'attrito acciaio-clc	$\mu_{k\ a-b}$	0.6		(UNI EN 1337-1)
Coefficiente di sicurezza per l'attrito acciaio-acciaio	$\gamma_{\mu\ a-a}$	2.0		
Coefficiente di sicurezza per l'attrito acciaio-clc	$\gamma_{\mu\ a-b}$	1.2		
	μ_{a-a}	0.20		
Coefficiente di attrito acciaio - calcestruzzo per appoggio con ancoraggi meccanici	μ_{a-c}	0.50		

Calcoli

Area appoggio	A_{app}	175000	mm ²	5.3.3.1
Area lamierino	$A_1 = A'$	166600	mm ²	5.3.3.1
Linea laterale appoggio	l_p	1660	mm	5.3.3.1
Superficie laterale totale del singolo strato di gomma interno = $l_p \cdot t_i$	L_{int}	26560	mm ²	5.3.3.1
Superficie laterale di calcolo strato di gomma ext (se presente) = $l_p \cdot t_{ext}$	L_{ext}	0	mm ²	5.3.3.1
Fattore di forma strati interni = A_1 / L_{int}	$S_{int} = S_1$	6.27		5.3.3.1
Fattore di forma strati esterni = A_1 / L_{ext}	S_{ext}	0.00		
Area ridotta soggetta al carico	A_r	155225	mm ²	5.3.3.2
Reazione antagonista in direzione x	$R_{xy, x}$	28.80	kN	
Reazione antagonista in direzione y	$R_{xy, y}$	0.00	kN	
Reazione antagonista (forza orizzontale totale dovuta allo spostamento)	R_{xy}	28.80	kN	5.3.3.7
Forza orizzontale totale	$R_{max\ tot}$	40.23	kN	2.60%
Spostamento dovuto ad $H_{max\ ULS, x}$ $V_H = H_{max\ ULS} \cdot T_e / G \cdot A$	$V_{H, x}$	5.22	mm	5.3.3.2
Spostamento dovuto ad $H_{max\ ULS, y}$ $V_H = H_{max\ ULS} \cdot T_e / G \cdot A$	$V_{H, y}$	4.85	mm	
Spostamento massimo totale nella direzione x (+/-) (dir. del lato corto)	$V_{max\ ULS, x}$	19.85	mm	
Spostamento massimo totale nella direzione y (+/-) (dir. del lato lungo)	$V_{max\ ULS, y}$	4.85	mm	
Spostamento massimo totale (+/-)	$V_{max\ ULS}$	20.43	mm	
Pressione media sotto il carico F_z min PERM	σ_m	2.62	MPa	5.3.3.6
Coefficiente di attrito	μ_e	0.000		5.3.3.6

Verifiche

Deformazione di taglio della gomma dovuta alla compressione	ϵ_c	2.650		5.3.3.2
Deformazione di taglio della gomma dovuta allo spostamento	ϵ_q	0.255	max 1	5.3.3.3
Deformazione della gomma dovuta alla rotazione angolare	ϵ_a	0.624		5.3.3.4
Deformazione totale = $K_L \cdot (\epsilon_c + \epsilon_q + \epsilon_a)$	ϵ_t	3.529	max 7	5.3.3
Spessore minimo sui lamierini d'acciaio = $K_p \cdot F_z \cdot 2t_i \cdot K_h \cdot \gamma_m / (A_r \cdot f_y)$	t_s min	2.00	mm	> t_s 5.3.3.5
Pressione	F_z / A_r	9.97	MPa	< 16 5.3.3.6
Pressione ammissibile = se circolare $2 \cdot D' \cdot G \cdot S_1 / (3 \cdot T_e)$ / se rettangolare $2 \cdot a' \cdot G \cdot S_1 / (3 \cdot T_e)$		16.00	MPa	5.3.3.6
Abbassamento singolo strato interno = $F_z \cdot t_i / A' \cdot (1 / (5 \cdot G \cdot S_1^2) + 1 / E_b)$	V_i	0.9139	mm	5.3.3.7
Abbassamento strato esterno se presente = $F_z \cdot t_e / A' \cdot (1 / (5 \cdot G \cdot S_{ext}^2) + 1 / E_b)$	V_{ext}	0.0000	mm	5.3.3.7
Abbassamento = $F_z \cdot T_e / A' \cdot (1 / (5 \cdot G \cdot S_1^2) + 1 / E_b)$	V_c	4.570	mm	> 1.57 5.3.3.7
Abbassamento minimo ammissibile (limite alla rotazione)		1.57	mm	5.3.3.6
Carico orizzontale massimo	F_{xy}	40.23	kN	> 0
Condizione antiscivolamento: $F_{xy} \leq \mu_e \cdot F_z$ min ULS	$\mu_e \cdot F_z$ min ULS	0.00	kN	< 40.23 5.3.3.6
Pressione uniforme massima: F_z ULS / A'	σ_{max}	9.29	N/mm ²	
Pressione convenzionale massima: F_z ULS / A_r	σ_v max	9.97	N/mm ²	
Pressione convenzionale per carichi permanenti: F_z ULS / A_r	σ_v perm	2.62	N/mm ²	

6.4 Verifica statica degli appoggi – combinazione $H_{y,max}$

Carichi - deformazioni - rotazioni

Carico normale massimo	F_z ULS	1301.99	kN	
Forza orizzontale massima applicata nella direzione x (dir. del lato corto dell'appoggio)	H_{max} ULS, x	43.20	kN	
Forza orizzontale massima applicata nella direzione y (dir. del lato lungo dell'appoggio)	H_{max} ULS, y	83.15	kN	
Le forze orizzontali massime sono sismiche o dinamiche (S/N)?		N		
Carico normale minimo concomitante con H_{max} ULS	F_z min ULS	346.61	kN	
Carico normale minimo	F_z min PERM	406.08	kN	
Spostamento massimo non dovuto a carichi orizzontali in direzione x (+/-)dir. del lato corto	V ULS, x	14.63	mm	
Spostamento massimo non dovuto a carichi orizzontali in direzione y (+/-)dir. del lato lungo	V ULS, y	0.00	mm	
Rotazione totale	α ULS	0.014	rad	
Rotazione attorno all'asse y (lato lungo) o all'asse x (lato corto) (L/C) ?		L		
Fattore del tipo di carico	K_L	1.0		5.3.3
Fattore di sicurezza	γ_m	1.0		5.3.3
Ancoraggi meccanici (S/N) ?		S		
Appoggio a contatto con acciaio (a), calcestruzzo (c), con entrambi (s) ?		C		
valore caratteristico del coefficiente d'attrito acciaio-acciaio	$\mu_{k\ a-a}$	0.4		5.2
valore caratteristico del coefficiente d'attrito acciaio-clc	$\mu_{k\ a-b}$	0.6		(UNI EN 1337-1)
Coefficiente di sicurezza per l'attrito acciaio-acciaio	$\gamma_{\mu\ a-a}$	2.0		
Coefficiente di sicurezza per l'attrito acciaio-clc	$\gamma_{\mu\ a-b}$	1.2		
	μ_{a-a}	0.20		
Coefficiente di attrito acciaio - calcestruzzo per appoggio con ancoraggi meccanici	μ_{a-c}	0.50		

Calcoli

Area appoggio	A_{app}	175000	mm ²	5.3.3.1
Area lamierino	$A_1 = A'$	166600	mm ²	5.3.3.1
Linea laterale appoggio	l_p	1660	mm	5.3.3.1
Superficie laterale totale del singolo strato di gomma interno = $l_p \cdot t_i$	L_{int}	26560	mm ²	5.3.3.1
Superficie laterale di calcolo strato di gomma ext (se presente) = $l_p \cdot t_{ext}$	L_{ext}	0	mm ²	5.3.3.1
Fattore di forma strati interni = A_1 / L_{int}	$S_{int} = S_1$	6.27		5.3.3.1
Fattore di forma strati esterni = A_1 / L_{ext}	S_{ext}	0.00		
Area ridotta soggetta al carico	A_r	134320	mm ²	5.3.3.2
Reazione antagonista in direzione x	$R_{xy, x}$	28.80	kN	
Reazione antagonista in direzione y	$R_{xy, y}$	0.00	kN	
Reazione antagonista (forza orizzontale totale dovuta allo spostamento)	R_{xy}	28.80	kN	5.3.3.7
Forza orizzontale totale	$R_{max\ tot}$	109.99	kN	8.45%
Spostamento dovuto ad $H_{max\ ULS, x}$ $V_H = H_{max\ ULS} \cdot T_e / G \cdot A$	$V_{H, x}$	21.94	mm	5.3.3.2
Spostamento dovuto ad $H_{max\ ULS, y}$ $V_H = H_{max\ ULS} \cdot T_e / G \cdot A$	$V_{H, y}$	42.23	mm	
Spostamento massimo totale nella direzione x (+/-) (dir. del lato corto)	$V_{max\ ULS, x}$	36.57	mm	
Spostamento massimo totale nella direzione y (+/-) (dir. del lato lungo)	$V_{max\ ULS, y}$	42.23	mm	
Spostamento massimo totale (+/-)	$V_{max\ ULS}$	55.87	mm	
Pressione media sotto il carico F_z min PERM	σ_m	3.02	MPa	5.3.3.6
Coefficiente di attrito	μ_e	0.000		5.3.3.6

Verifiche

Deformazione di taglio della gomma dovuta alla compressione	ϵ_c	2.576		5.3.3.2
Deformazione di taglio della gomma dovuta allo spostamento	ϵ_q	0.698	max 1	5.3.3.3
Deformazione della gomma dovuta alla rotazione angolare	ϵ_a	0.619		5.3.3.4
Deformazione totale = $K_L \cdot (\epsilon_c + \epsilon_q + \epsilon_a)$	ϵ_t	3.893	max 7	5.3.3
Spessore minimo sui lamierini d'acciaio = $K_p \cdot F_z \cdot 2t_i \cdot K_h \cdot \gamma_m / (A_r \cdot f_y)$	$t_s\ min$	2.00	mm	> t_s 5.3.3.5
Pressione	F_z / A_r	9.69	MPa	< 16 5.3.3.6
Pressione ammissibile = se circolare $2 \cdot D' \cdot G \cdot S_1 / (3 \cdot T_e)$ / se rettangolare $2 \cdot a' \cdot G \cdot S_1 / (3 \cdot T_e)$		16.00	MPa	5.3.3.6
Abbassamento singolo strato interno = $F_z \cdot t_i / A' \cdot (1 / (5 \cdot G \cdot S_1^2) + 1 / E_b)$	v_i	0.7687	mm	5.3.3.7
Abbassamento strato esterno se presente = $F_z \cdot t_e / A' \cdot (1 / (5 \cdot G \cdot S_{ext}^2) + 1 / E_b)$	v_{ext}	0.0000	mm	5.3.3.7
Abbassamento = $F_z \cdot T_e / A' \cdot (1 / (5 \cdot G \cdot S_1^2) + 1 / E_b)$	v_c	3.844	mm	> 1.55 5.3.3.7
Abbassamento minimo ammissibile (limite alla rotazione)		1.55	mm	5.3.3.6
Carico orizzontale massimo	F_{xy}	109.99	kN	> 0
Condizione antiscivolamento: $F_{xy} \leq \mu_e \cdot F_z\ min\ ULS$	$\mu_e \cdot F_z\ min\ ULS$	0.00	kN	< 109.99 5.3.3.6
Pressione uniforme massima: $F_z\ ULS / A'$	σ_{max}	7.82	N/mm ²	
Pressione convenzionale massima: $F_z\ ULS / A_r$	$\sigma_v\ max$	9.69	N/mm ²	
Pressione convenzionale per carichi permanenti: $F_z\ ULS / A_r$	$\sigma_v\ perm$	3.02	N/mm ²	

6.5 Verifica statica degli appoggi – combinazione $H_{x,max}$

Carichi - deformazioni - rotazioni

Carico normale massimo	F_z ULS	1301.99	kN	
Forza orizzontale massima applicata nella direzione x (dir. del lato corto dell'appoggio)	H_{max} ULS, x	63.73	kN	
Forza orizzontale massima applicata nella direzione y (dir. del lato lungo dell'appoggio)	H_{max} ULS, y	74.63	kN	
Le forze orizzontali massime sono sismiche o dinamiche (S/N)?		N		
Carico normale minimo concomitante con H_{max} ULS	F_z min ULS	346.61	kN	
Carico normale minimo	F_z min PERM	406.08	kN	
Spostamento massimo non dovuto a carichi orizzontali in direzione x (+/-)dir. del lato corto	V ULS, x	14.63	mm	
Spostamento massimo non dovuto a carichi orizzontali in direzione y (+/-)dir. del lato lungo	V ULS, y	0.00	mm	
Rotazione totale	α ULS	0.014	rad	
Rotazione attorno all'asse y (lato lungo) o all'asse x (lato corto) (L/C) ?		L		
Fattore del tipo di carico	K_L	1.0		5.3.3
Fattore di sicurezza	γ_m	1.0		5.3.3
Ancoraggi meccanici (S/N) ?		S		
Appoggio a contatto con acciaio (a), calcestruzzo (c), con entrambi (s) ?		C		
valore caratteristico del coefficiente d'attrito acciaio-acciaio	$\mu_{k\ a-a}$	0.4		5.2
valore caratteristico del coefficiente d'attrito acciaio-clc	$\mu_{k\ a-b}$	0.6		(UNI EN 1337-1)
Coefficiente di sicurezza per l'attrito acciaio-acciaio	$\gamma_{\mu\ a-a}$	2.0		
Coefficiente di sicurezza per l'attrito acciaio-clc	$\gamma_{\mu\ a-b}$	1.2		
	μ_{a-a}	0.20		
Coefficiente di attrito acciaio - calcestruzzo per appoggio con ancoraggi meccanici	μ_{a-c}	0.50		

Calcoli

Area appoggio	A_{app}	175000	mm ²	5.3.3.1
Area lamierino	$A_1 = A'$	166600	mm ²	5.3.3.1
Linea laterale appoggio	l_p	1660	mm	5.3.3.1
Superficie laterale totale del singolo strato di gomma interno = $l_p \cdot t_i$	L_{int}	26560	mm ²	5.3.3.1
Superficie laterale di calcolo strato di gomma ext (se presente) = $l_p \cdot t_{ext}$	L_{ext}	0	mm ²	5.3.3.1
Fattore di forma strati interni = A_1 / L_{int}	$S_{int} = S_1$	6.27		5.3.3.1
Fattore di forma strati esterni = A_1 / L_{ext}	S_{ext}	0.00		
Area ridotta soggetta al carico	A_r	130680	mm ²	5.3.3.2
Reazione antagonista in direzione x	$R_{xy, x}$	28.80	kN	
Reazione antagonista in direzione y	$R_{xy, y}$	0.00	kN	
Reazione antagonista (forza orizzontale totale dovuta allo spostamento)	R_{xy}	28.80	kN	5.3.3.7
Forza orizzontale totale	$R_{max\ tot}$	118.88	kN	9.13%
Spostamento dovuto ad $H_{max\ ULS, x}$ $V_H = H_{max\ ULS} \cdot T_e / G \cdot A$	$V_{H, x}$	32.37	mm	5.3.3.2
Spostamento dovuto ad $H_{max\ ULS, y}$ $V_H = H_{max\ ULS} \cdot T_e / G \cdot A$	$V_{H, y}$	37.91	mm	
Spostamento massimo totale nella direzione x (+/-) (dir. del lato corto)	$V_{max\ ULS, x}$	47.00	mm	
Spostamento massimo totale nella direzione y (+/-) (dir. del lato lungo)	$V_{max\ ULS, y}$	37.91	mm	
Spostamento massimo totale (+/-)	$V_{max\ ULS}$	60.38	mm	
Pressione media sotto il carico F_z min PERM	σ_m	3.11	MPa	5.3.3.6
Coefficiente di attrito	μ_e	0.000		5.3.3.6

Verifiche

Deformazione di taglio della gomma dovuta alla compressione	ε_c	2.647		5.3.3.2
Deformazione di taglio della gomma dovuta allo spostamento	ε_q	0.755	max 1	5.3.3.3
Deformazione della gomma dovuta alla rotazione angolare	ε_a	0.619		5.3.3.4
Deformazione totale = $K_L \cdot (\varepsilon_c + \varepsilon_q + \varepsilon_a)$	ε_t	4.021	max 7	5.3.3
Spessore minimo sui lamierini d'acciaio = $K_p \cdot F_z \cdot 2t_i \cdot K_h \cdot \gamma_m / (A_r \cdot f_y)$	t_s min	2.00	mm	> t_s 5.3.3.5
Pressione	F_z / A_r	9.96	MPa	< 16 5.3.3.6
Pressione ammissibile = se circolare $2 \cdot D' \cdot G \cdot S_1 / (3 \cdot T_e)$ / se rettangolare $2 \cdot a' \cdot G \cdot S_1 / (3 \cdot T_e)$		16.00	MPa	5.3.3.6
Abbassamento singolo strato interno = $F_z \cdot t_i / A' \cdot (1 / (5 \cdot G \cdot S_1^2) + 1 / E_b)$	v_i	0.7687	mm	5.3.3.7
Abbassamento strato esterno se presente = $F_z \cdot t_e / A' \cdot (1 / (5 \cdot G \cdot S_{ext}^2) + 1 / E_b)$	v_{ext}	0.0000	mm	5.3.3.7
Abbassamento = $F_z \cdot T_e / A' \cdot (1 / (5 \cdot G \cdot S_1^2) + 1 / E_b)$	v_c	3.844	mm	> 1.55 5.3.3.7
Abbassamento minimo ammissibile (limite alla rotazione)		1.55	mm	5.3.3.6
Carico orizzontale massimo	F_{xy}	118.88	kN	> 0
Condizione antiscivolamento: $F_{xy} \leq \mu_e \cdot F_z$ min ULS	$\mu_e \cdot F_z$ min ULS	0.00	kN	< 118.88 5.3.3.6
Pressione uniforme massima: F_z ULS / A'	σ_{max}	7.82	N/mm ²	
Pressione convenzionale massima: F_z ULS / A_r	σ_v max	9.96	N/mm ²	
Pressione convenzionale per carichi permanenti: F_z ULS / A_r	σ_v perm	3.11	N/mm ²	

6.6 Analisi dei carichi in fase sismica

6.6.1 Carichi verticali

Si rimanda al *paragrafo 6.2.3*.

- Carichi permanenti
- Carichi dovuti alle finiture

$$V_{\text{PERM}} = 298,80 \text{ kN}$$

$$V_{\text{FIN}} = 107,28 \text{ kN}$$

$$\text{CARICO NORMALE MAX SUL SINGOLO APPOGGIO} = 406.08 \text{ kN}$$

6.6.2 Rotazioni

Si considera la massima rotazione dovuta ai carichi permanenti (precompressione, permanenti e finiture), sommata ad una deformazione accidentale di 5 mrad. Si rimanda al paragrafo 6.2.2 per i dettagli.

$$\phi = 3,00 + 5,00 = 8,00 \text{ mrad}$$

6.6.3 Forze orizzontali

Considerata la tipologia strutturale di ponte ad una sola travata semplicemente appoggiata, si calcola l'azione sismica per mezzo di un'analisi statica lineare.

La forza equivalente all'azione sismica è pari a:

$$F = M S_d(T_1)$$

con: M = massa totale dell'impalcato;

$S_d(T_1)$ = ordinata dello spettro di risposta in corrispondenza del periodo T_1 .

Il periodo fondamentale della struttura T_1 è dato dall'espressione:

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

nella quale K è la rigidezza laterale complessiva del modello considerato.

Per il ponte in progetto la massa totale dell'impalcato è definita attraverso i seguenti contributi:

	Area [m ²]	L [m]	γ [kN/m ³]	n [-]	TOTALE [kN]
Travi	0.4109	27	25	6	1664.15
Ringrosso travi	0.6171	1.4	25	12	259.18
Traversi	0.3025	1.26	25	12	114.35
Soletta	233.52	0.22	25		1284.36
Finiture - zona pavimentata	62.50		4.05		253.13
Finiture - zona terreno	171.00		5.2		889.20
Cordolo	0.42	10	25		105.00
Sicurvia		10	1.24		12.40
Barriera Antirumore		10	6.5		65.00
Soletta triangolare	29.00	0.28	25		203.00
Finiture - zona pavimentata	18.00		4.05		72.90
Cordolo	0.42	11	25		115.50
Sicurvia		11	1.24		13.64
Barriera Antirumore		11	6.5		71.50
PESO TOTALE IMPALCATO: kN					5123.30

$$M = (5123.30 \text{ kN})/9,81 = 522,3 \text{ ton} = \mathbf{522\ 256 \text{ kg}}$$

$$K = (a \times b \times G / h_g) \times n = (350 \times 450 \times 0,90 / 75) \times 12 = 22\ 680 \text{ N/mm} = \mathbf{22.680.000 \text{ N/m}}$$

Il periodo fondamentale della struttura vale:

$$T_1 = 2\pi (522.256/22.680.000)^{1/2} = 0,953 \text{ s}$$

Dallo spettro di progetto per lo SLV, meglio definito al *paragrafo 2.6.4* si ricava:

$$\mathbf{S_d(T_1) = 0,339 \text{ g} = 3.326 \text{ m/s}^2}$$

e quindi le forze orizzontali agenti sul singolo appoggio sono pari a:

$$F_L = F_T = (522.256 \text{ kg} \times 3.326 \text{ m/s}^2) \times 10^{-3} / 12 = 144.73 \text{ kN}$$

Si considera che la forza possa agire in entrambe le direzioni; si considerano le due combinazioni:

- SISMA X: $E_x + 0,30 E_y$
- SISMA Y: $0,30 E_x + E_y$

6.7 Verifica sismica degli appoggi

Si riportano le verifiche degli appoggi nelle due condizioni di carico considerate.

SISMA X

Carichi - deformazioni - rotazioni

Carico normale massimo	$F_z \text{ ULS}$	406.08	kN
Forza orizzontale massima applicata nella direzione x (dir. del lato corto dell'appoggio)	$H_{\text{max ULS, x}}$	144.73	kN
Forza orizzontale massima applicata nella direzione y (dir. del lato lungo dell'appoggio)	$H_{\text{max ULS, y}}$	43.42	kN
Le forze orizzontali massime sono sismiche o dinamiche (S/N)?			
		S	
Carico normale minimo concomitante con $H_{\text{max ULS}}$	$F_z \text{ min ULS}$	406.08	kN
Carico normale minimo	$F_z \text{ min PERM}$	406.08	kN
Spostamento massimo non dovuto a carichi orizzontali in direzione x (+/-)dir. del lato corto	$V_{\text{ULS, x}}$	0.00	mm
Spostamento massimo non dovuto a carichi orizzontali in direzione y (+/-)dir. del lato lungo	$V_{\text{ULS, y}}$	0.00	mm
Rotazione totale	α_{ULS}	0.008	rad
Rotazione attorno all'asse y (lato lungo) o all'asse x (lato corto) (L/C) ?			
		L	
Fattore del tipo di carico	K_L	1.0	
Fattore di sicurezza	γ_m	1.0	
Ancoraggi meccanici (S/N) ?			
		S	
Appoggio a contatto con acciaio (a), calcestruzzo (c), con entrambi (s) ?			
		C	
valore caratteristico del coefficiente d'attrito acciaio-acciaio	$\mu_{k \text{ a-a}}$	0.4	
valore caratteristico del coefficiente d'attrito acciaio-clc	$\mu_{k \text{ a-b}}$	0.6	
Coefficiente di sicurezza per l'attrito acciaio-acciaio	$\gamma_{\mu \text{ a-a}}$	2.0	
Coefficiente di sicurezza per l'attrito acciaio-clc	$\gamma_{\mu \text{ a-b}}$	1.2	
	μ_{a-a}	0.00	
Coefficiente di attrito acciaio - calcestruzzo per appoggio con ancoraggi meccanici	μ_{a-c}	0.00	

5.3.3

5.3.3

5.2

(UNI EN 1337-1)

Calcoli

Area appoggio	A_{app}	175000	mm ²		5.3.3.1
Area lamierino	$A_1 = A'$	166600	mm ²		5.3.3.1
Linea laterale appoggio	l_p	1660	mm		5.3.3.1
Superficie laterale totale del singolo strato di gomma interno = $l_p \cdot t_i$	L_{int}	26560	mm ²		5.3.3.1
Superficie laterale di calcolo strato di gomma ext (se presente) = $l_p \cdot t_{ext}$	L_{ext}	0	mm ²		5.3.3.1
Fattore di forma strati interni = A_1 / L_{int}	$S_{int} = S_1$	6.27			5.3.3.1
Fattore di forma strati esterni = A_1 / L_{ext}	S_{ext}	0.00			
Area ridotta soggetta al carico	A_r	123080	mm ²		5.3.3.2
Reazione antagonista in direzione x	$R_{xy, x}$	0.00	kN		
Reazione antagonista in direzione y	$R_{xy, y}$	0.00	kN		
Reazione antagonista (forza orizzontale totale dovuta allo spostamento)	R_{xy}	0.00	kN		5.3.3.7
Forza orizzontale totale	$R_{max\ tot}$	151.10	kN	37.21%	
Spostamento dovuto ad $H_{max\ ULS, x} \quad v_H = H_{max\ ULS} \cdot T_e / G \cdot A$	$v_{H, x}$	73.51	mm		5.3.3.2
Spostamento dovuto ad $H_{max\ ULS, y} \quad v_H = H_{max\ ULS} \cdot T_e / G \cdot A$	$v_{H, y}$	22.05	mm		
Spostamento massimo totale nella direzione x (+/-) (dir. del lato corto)	$v_{max\ ULS, x}$	73.51	mm		
Spostamento massimo totale nella direzione y (+/-) (dir. del lato lungo)	$v_{max\ ULS, y}$	22.05	mm		
Spostamento massimo totale (+/-)	$v_{max\ ULS}$	76.75	mm		
Pressione media sotto il carico $F_z \min_{PERM}$	σ_m	3.30	MPa		5.3.3.6
Coefficiente di attrito	μ_e	0.000			5.3.3.6

Verifiche

Deformazione di taglio della gomma dovuta alla compressione	ϵ_c	0.877			5.3.3.2
Deformazione di taglio della gomma dovuta allo spostamento	ϵ_q	0.959		max 1	5.3.3.3
Deformazione della gomma dovuta alla rotazione angolare	ϵ_a	0.361			5.3.3.4
Deformazione totale = $K_L \cdot (\epsilon_c + \epsilon_q + \epsilon_a)$	ϵ_t	2.197		max 7	5.3.3
Spessore minimo sui lamierini d'acciaio = $K_p \cdot F_z \cdot 2t_i \cdot K_h \cdot \gamma_m / (A_r \cdot f_y)$	$t_{s\ min}$	2.00	mm	> t_e	5.3.3.5
Pressione	F_z / A_r	3.30	MPa	< 16	5.3.3.6
Pressione ammissibile = se circolare $2 \cdot D \cdot G \cdot S_f / (3 \cdot T_e)$ / se rettangolare $2 \cdot a \cdot G \cdot S_f / (3 \cdot T_e)$		16.00	MPa		5.3.3.6
Abbassamento singolo strato interno = $F_z \cdot t_i / A' \cdot (1 / (5 \cdot G \cdot S_1^2) + 1 / E_b)$	v_i	0.2398	mm		5.3.3.7
Abbassamento strato esterno se presente = $F_z \cdot t_e / A' \cdot (1 / (5 \cdot G \cdot S_{ext}^2) + 1 / E_b)$	v_{ext}	0.0000	mm		5.3.3.7
Abbassamento = $F_z \cdot T_e / A' \cdot (1 / (5 \cdot G \cdot S_1^2) + 1 / E_b)$	v_c	1.199	mm	> 0.91	5.3.3.7
Abbassamento minimo ammissibile (limite alla rotazione)		0.91	mm		5.3.3.6
Carico orizzontale massimo	F_{xy}	151.10	kN	> 0	
Condizione antiscivolamento: $F_{xy} \leq \mu_e \cdot F_z \min_{ULS}$	$\mu_e \cdot F_z \min_{ULS}$	0.00	kN	< 151.1	5.3.3.6
Pressione uniforme massima: $F_z \text{ ULS} / A'$	σ_{max}	2.44	N/mm ²		
Pressione convenzionale massima: $F_z \text{ ULS} / A_r$	$\sigma_v \text{ max}$	3.30	N/mm ²		
Pressione convenzionale per carichi permanenti: $F_z \text{ ULS} / A_r$	$\sigma_v \text{ perm}$	3.30	N/mm ²		

SISMA Y

Carichi - deformazioni - rotazioni

Carico normale massimo	F_z ULS	406.08	kN	
Forza orizzontale massima applicata nella direzione x (dir. del lato corto dell'appoggio)	H_{\max} ULS, x	43.42	kN	
Forza orizzontale massima applicata nella direzione y (dir. del lato lungo dell'appoggio)	H_{\max} ULS, y	144.73	kN	
Le forze orizzontali massime sono sismiche o dinamiche (S/N)?		S		
Carico normale minimo concomitante con H_{\max} ULS	F_z min ULS	406.08	kN	
Carico normale minimo	F_z min PERM	406.08	kN	
Spostamento massimo non dovuto a carichi orizzontali in direzione x (+/-)dir. del lato corto	V ULS, x	0.00	mm	
Spostamento massimo non dovuto a carichi orizzontali in direzione y (+/-)dir. del lato lungo	V ULS, y	0.00	mm	
Rotazione totale	α ULS	0.008	rad	
Rotazione attorno all'asse y (lato lungo) o all'asse x (lato corto) (L/C) ?		L		
Fattore del tipo di carico	K_L	1.0		5.3.3
Fattore di sicurezza	γ_m	1.0		5.3.3
Ancoraggi meccanici (S/N) ?		S		
Appoggio a contatto con acciaio (a), calcestruzzo (c), con entrambi (s) ?		C		
valore caratteristico del coefficiente d'attrito acciaio-acciaio	$\mu_{k\ a-a}$	0.4		5.2
valore caratteristico del coefficiente d'attrito acciaio-clc	$\mu_{k\ a-b}$	0.6		(UNI EN 1337-1)
Coefficiente di sicurezza per l'attrito acciaio-acciaio	$\gamma_{\mu\ a-a}$	2.0		
Coefficiente di sicurezza per l'attrito acciaio-clc	$\gamma_{\mu\ a-b}$	1.2		
	μ_{a-a}	0.00		
Coefficiente di attrito acciaio - calcestruzzo per appoggio con ancoraggi meccanici	μ_{a-c}	0.00		

Calcoli

Area appoggio	A_{app}	175000	mm ²	5.3.3.1
Area lamierino	$A_1 = A'$	166600	mm ²	5.3.3.1
Linea laterale appoggio	l_p	1660	mm	5.3.3.1
Superficie laterale totale del singolo strato di gomma interno = $l_p \cdot t_i$	L_{int}	26560	mm ²	5.3.3.1
Superficie laterale di calcolo strato di gomma ext (se presente) = $l_p \cdot t_{ext}$	L_{ext}	0	mm ²	5.3.3.1
Fattore di forma strati interni = A_1 / L_{int}	$S_{int} = S_1$	6.27		5.3.3.1
Fattore di forma strati esterni = A_1 / L_{ext}	S_{ext}	0.00		
Area ridotta soggetta al carico	A_r	130799	mm ²	5.3.3.2
Reazione antagonista in direzione x	$R_{xy, x}$	0.00	kN	
Reazione antagonista in direzione y	$R_{xy, y}$	0.00	kN	
Reazione antagonista (forza orizzontale totale dovuta allo spostamento)	R_{xy}	0.00	kN	5.3.3.7
Forza orizzontale totale	$R_{\max\ tot}$	151.10	kN	37.21%
Spostamento dovuto ad H_{\max} ULS, x $V_H = H_{\max\ ULS} \cdot T_e / G \cdot A$	$V_{H, x}$	22.05	mm	5.3.3.2
Spostamento dovuto ad H_{\max} ULS, y $V_H = H_{\max\ ULS} \cdot T_e / G \cdot A$	$V_{H, y}$	73.51	mm	
Spostamento massimo totale nella direzione x (+/-) (dir. del lato corto)	$V_{\max\ ULS, x}$	22.05	mm	
Spostamento massimo totale nella direzione y (+/-) (dir. del lato lungo)	$V_{\max\ ULS, y}$	73.51	mm	
Spostamento massimo totale (+/-)	$V_{\max\ ULS}$	76.75	mm	
Pressione media sotto il carico F_z min PERM	σ_m	3.10	MPa	5.3.3.6
Coefficiente di attrito	μ_e	0.000		5.3.3.6

Verifiche

Deformazione di taglio della gomma dovuta alla compressione	ε_c	0.825		5.3.3.2
Deformazione di taglio della gomma dovuta allo spostamento	ε_q	0.959	max 1	5.3.3.3
Deformazione della gomma dovuta alla rotazione angolare	ε_a	0.361		5.3.3.4
Deformazione totale = $K_L \cdot (\varepsilon_c + \varepsilon_q + \varepsilon_a)$	ε_t	2.146	max 7	5.3.3
Spessore minimo sui lamierini d'acciaio = $K_p \cdot F_z \cdot 2t_i \cdot K_h \cdot \gamma_m / (A_r \cdot f_y)$	$t_{s\ min}$	2.00	mm	> t_s 5.3.3.5
Pressione	F_z / A_r	3.10	MPa	< 16 5.3.3.6
Pressione ammissibile = se circolare $2 \cdot D' \cdot G \cdot S_1 / (3 \cdot T_e)$ / se rettangolare $2 \cdot a' \cdot G \cdot S_1 / (3 \cdot T_e)$		16.00	MPa	5.3.3.6
Abbassamento singolo strato interno = $F_z \cdot t_i / A' \cdot (1 / (5 \cdot G \cdot S_1^2) + 1 / E_b)$	v_i	0.2398	mm	5.3.3.7
Abbassamento strato esterno se presente = $F_z \cdot t_e / A' \cdot (1 / (5 \cdot G \cdot S_{ext}^2) + 1 / E_b)$	v_{ext}	0.0000	mm	5.3.3.7
Abbassamento = $F_z \cdot T_e / A' \cdot (1 / (5 \cdot G \cdot S_1^2) + 1 / E_b)$	v_c	1.199	mm	> 0.91 5.3.3.7
Abbassamento minimo ammissibile (limite alla rotazione)		0.91	mm	5.3.3.6
Carico orizzontale massimo	F_{xy}	151.10	kN	> 0
Condizione antiscivolamento: $F_{xy} \leq \mu_e \cdot F_z$ min ULS	$\mu_e \cdot F_z$ min ULS	0.00	kN	< 151.1 5.3.3.6
Pressione uniforme massima: F_z ULS / A'	σ_{max}	2.44	N/mm ²	
Pressione convenzionale massima: F_z ULS / A_r	$\sigma_v\ max$	3.10	N/mm ²	
Pressione convenzionale per carichi permanenti: F_z ULS / A_r	$\sigma_v\ perm$	3.10	N/mm ²	

7. VERIFICA DELLA SPALLA LATO SUD

Le sei travi che realizzano l'allargamento del ponte in esame appoggiano sul prolungamento delle spalle esistenti. La spalla lato sud, fondata su 16 micropali di lunghezza 14m e diametro 200 mm posti ad interasse 1.00m per 1.10m, rispettivamente in direzione longitudinale e trasversale rispetto alla direzione delle travi, sarà costituita da una trave pulvino di sezione 200 cm x 100 cm e da un paraghiaia di altezza 1.80m e spessore 40 cm.

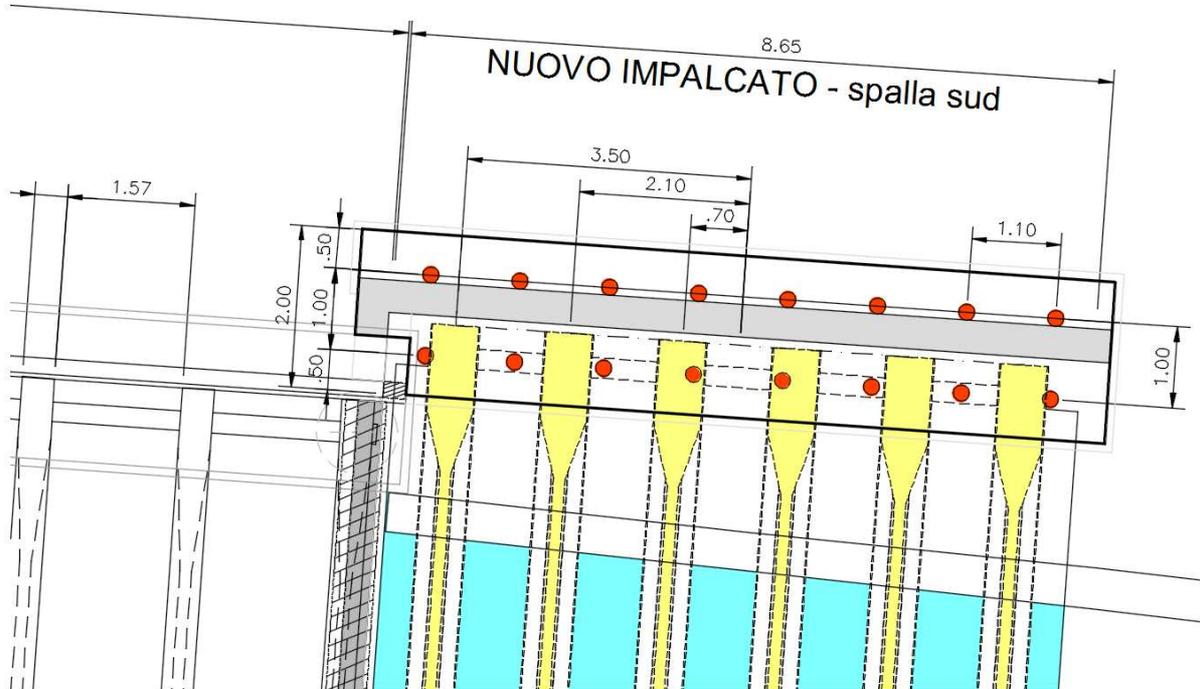


Figura 7.1 Spalla lato sud

7.1 Trave pulvino

7.1.1 Sezione e schema statico

La trave pulvino è stata caricata con le reazioni delle travi in modo tale da ottenere le massime sollecitazioni. La trave di fondazione, lunga 8.60m, è appoggiata sui pali e incastrata in corrispondenza della spalla esistente.

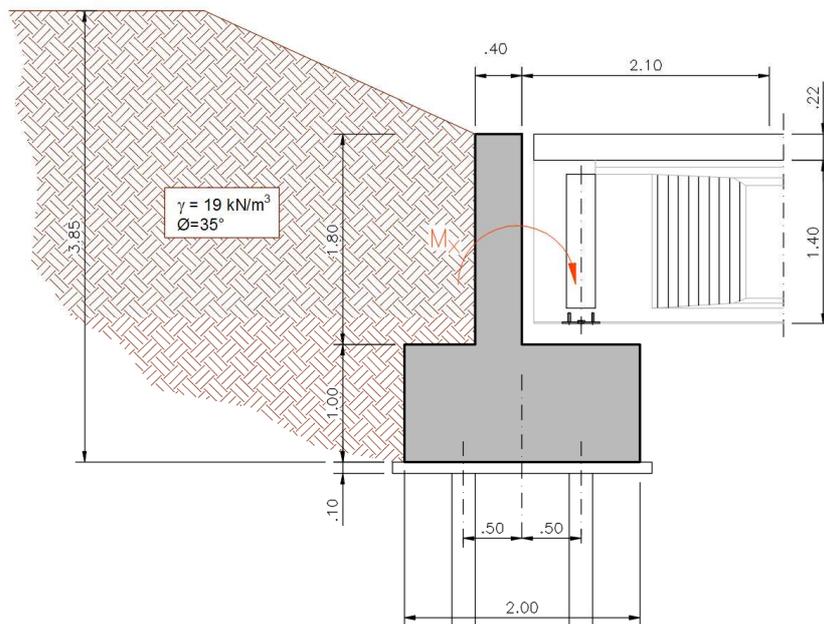


Figura 7.2 Sezione della spalla lato sud

7.1.2 Caratteristiche dei materiali

$\sigma_{c,LIM} = 0,60 f_{ck} = 0,60 \times 29,05 = 17,43 \text{ N/mm}^2$ per la combinazione rara
 $\sigma_{c,LIM} = 0,45 f_{ck} = 0,45 \times 29,05 = 13,07 \text{ N/mm}^2$ per la combinazione quasi permanente
 $\sigma_{s,LIM} = 0,80 f_{yk} = 0,80 \times 450 = 360,00 \text{ N/mm}^2$

7.1.3 Analisi dei carichi

Si riportano in tabella le reazioni massime delle travi dovute a carichi permanenti, finiture e carichi mobili con le quali è stata caricata la fondazione della spalla.

	<----- BORDO ESTERNO			-----> BORDO INTERNO		
TRAVI IMPALCATO	1	2	3	4	5	6
Eccentricità dalla mezz.	-3.50 m	-2.10 m	-0.70 m	0.70 m	2.10 m	3.50 m
SCARICHI APPOGGI	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
PERMANENTI	275.93	265.03	266.67	266.69	262.90	277.20
FINITURE	119.25	107.56	109.95	109.66	106.05	118.04
CARICHI MOBILI - N	-40.48	14.27	28.72	55.13	57.03	121.42
CARICHI MOBILI - M	-48.63	2.97	21.02	51.61	52.18	119.06
CARICHI MOBILI - V_{min}	-48.63	-0.41	3.12	5.90	1.11	-19.71
CARICHI MOBILI - V_{max}	53.18	31.59	28.72	55.13	57.03	121.47
TOTALE	448.36	404.17	405.33	431.47	425.99	516.70

Combinando le reazioni derivanti da ciascun appoggio, si ottengono le risultanti in fondazione i cui valori caratteristici allo SLE sono riportati sotto. I momenti flettenti longitudinali M_x , agenti parallelamente all'asse delle travi, sono stati calcolati considerando un'eccentricità tra il baricentro dell'appoggio e il baricentro fondazione pari a 50 cm.

- Permanenti: $N = 275.93+265.03+266.67+266.69+262.90+277.20 = 1614.41 \text{ kN}$
 $M_x = 1614.41 \times 0.50\text{m} = 807.21 \text{ kNm}$
- Finiture: $N = 119.25+107.56+109.95+109.66+106.05+118.04 = 670.50 \text{ kN}$
 $M_x = 670.50 \times 0.50\text{m} = 335.25 \text{ kNm}$
- C. mobile: $N = -40.48+14.27+28.72+55.13+57.03+121.42 = 236.09 \text{ kN}$
 $M_x = 236.09 \times 0.50\text{m} = 118.05 \text{ kNm}$
 $M_y = -48.63 \times (-3.5) + 2.97 \times (-2.1) + 21.02 \times (-0.7) + 51.61 \times (+0.7) + 52.18 \times (+2.1) + 119.06 \times (+3.5) = 711.63 \text{ kNm}$

Azione assiale totale allo SLE: $N = 1614.41+670.50+236.09 = 2521.00 \text{ kN}$
 Momento flettente longitudinale allo SLE: $M_{x,tot} = 807.21+335.25+118.05 = 1260.51 \text{ kNm}$
 Momento flettente longitudinale allo SLE: $M_{y,tot} = 711.63 \text{ kNm}$

	SLE			A1			A2		
	N	M_x	M_y	N	M_x	M_y	N	M_x	M_y
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kNm]
PERMANENTI	1614.41	807.21	0.0	2179.45	1089.7	0.0	1614.41	807.2	0.0
FINITURE	670.50	335.25	0.0	1005.75	502.9	0.0	871.65	435.8	0.0
C. MOBILI - V_{max}	236.09	118.05	711.63	318.72	159.4	960.7	271.50	135.8	818.4
TOT con C.M.	2521.00	1260.51	711.63	3503.92	1752.0	960.7	2757.56	1378.8	818.4
TOT senza C.M.	2284.91	1142.46	0.0	3185.20	1592.6	0.0	2486.06	1243.0	0.0

Sollecitazioni dovute al peso proprio della spalla:

Eccentricità del paraghiaia rispetto al baricentro fondazione: $e = 0.20 \text{ m}$

Fondazione spalla: $N_f = 2.00\text{m} \times 1.00\text{m} \times 8.60\text{m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 430.00 \text{ kN}$

Paraghiaia: $N_p = 0.40\text{m} \times 1.80\text{m} \times 8.60\text{m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 154.80 \text{ kN}$

$M_p = 154.80\text{kN} \times 0.20\text{m} = -30.96 \text{ kNm}$

PESO TOTALE = 584.80 kN

	SLE			A1			A2		
	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
Peso della fondazione	430.00	0.00	0.00	580.50	0.00	0.00	430.00	0.00	0.00
Peso del paraghiaia	154.80	-30.96	0.00	208.98	-41.80	0.00	154.80	-30.96	0.00
Totale	584.80	-30.96	0.00	789.48	-41.80	0.00	584.80	-30.96	0.00

Sollecitazioni dovute al terreno a tergo della spalla:

- Larghezza suola di monte $l_{fm} = 0.60 \text{ m}$
- Lunghezza spalla $L = 8.60 \text{ m}$
- Altezza paraghiaia $h_p = 1.80 \text{ m}$
- Altezza equivalente superficie di spinta $H = 3.55 \text{ m}$
- Peso specifico del terreno a tergo spalla $\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$
- Angolo d'attrito del terreno $\phi_{M1} = 35.0^\circ$
- Angolo d'attrito del terreno $\phi_{M2} = 29.3^\circ$
- Coefficiente di spinta attiva $K_{a,M1} = 0.271$
- Coefficiente di spinta attiva $K_{a,M2} = 0.343$
- Eccentricità della risultante del volume di terreno $e_x = 0.70 \text{ m}$
- Eccentricità della risultante di spinta del terreno $e_y = 1.18 \text{ m}$
- Peso terreno sulla suola di monte: $0.60 \times 1.80 \times 19.0 \times 8.60\text{m}$ $W_t = 176.47 \text{ kN}$
- Spinta del terreno: $1/2 \times (19.0 \times 3.55^2 \times 0.27) \times 8.60\text{m}$ $S_a = 279.02 \text{ kN}$
- Momento dovuto al peso del terreno a tergo: $176.47 \times 0.70\text{m}$ $M_w = 123.53 \text{ kNm}$
- Momento dovuto alla spinta del terreno: $279.02 \times 1.18\text{m}$ $M_s = 330.17 \text{ kNm}$

	SLE			A1			A2		
	N [kN]	H [kN]	M _x [kNm]	N [kN]	H [kN]	M _x [kNm]	N [kN]	H [kN]	M _x [kNm]
Peso del terreno	176.47	0.00	-123.53	238.24	0.00	-166.77	176.47	0.00	-123.53
Spinta del terreno	0.00	279.02	330.17	0.00	376.67	445.73	0.00	279.02	330.17
Totale	176.47	279.02	206.64	238.24	376.67	278.97	176.47	279.02	206.64

Sollecitazioni dovute a variazione termica, ritiro e viscosità:

Modulo di elasticità a taglio $G_g = 0.90 \text{ MPa}$
 Spessore totale della gomma $T_e = 80 \text{ mm}$
 Area dell'appoggio (dim: 350 x 500 mm) $A_{ap} = 175000 \text{ mm}^2$

Spostamento dovuto a ΔT , ritiro e fluage: $v_x = 12.19 \text{ mm}$
 $v_{x,SLU} = 14.63 \text{ mm}$

Forza dovuta a ΔT , ritiro e fluage: $H = v_{x,SLU} [(G A_{app}) / T_e]$ $H_x = 24.05 \text{ kN}$
 $H_x = 28.80 \text{ kN}$

Relativamente ai carichi orizzontali agenti derivanti da azioni esterne (vento e frenata), per gli appoggi della spalla sud si ottengono le seguenti sollecitazioni allo SLE e allo SLU:

	TI vento +	TI vento -	TII C. mobile e vento +	TII C. mobile e vento -	TIII vento+ e frenata	TIII vento- e frenata	TIII frenata
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
Forza in X – vento, frenata, ecc.	6.31	-6.31	3.79	-3.79	-6.08	-13.66	-9.87
Forza in X – DT, ritiro, fluage	24.05	24.05	24.05	24.05	24.05	24.05	24.05
Forza tot in X – parallela alle travi	30.36	30.36	27.87	27.84	30.13	37.71	33.92
Forza in Y – vento, frenata, ecc.	7.44	4.30	4.47	2.58	12.29	10.40	7.82

	A1 - UI vento +	A1 - UI vento -	A1 - UII C. mobile e vento +	A1 - UII C. mobile e vento -	A1 - UIII vento+ e frenata	A1 - UIII vento- e frenata	A1 - UIII frenata
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
Forza in X – vento, frenata, ecc.	9.47	-9.47	5.68	-5.68	-9.12	-20.48	-14.80
Forza in X – DT, ritiro, fluage	28.86	28.86	28.86	28.86	28.86	28.86	28.86
Forza tot in X – parallela alle travi	38.33	38.33	34.54	34.54	37.99	49.35	43.67
Forza in Y – vento, frenata, ecc.	11.16	6.45	6.70	3.87	18.43	15.60	11.73

	A2 - UI vento +	A2 - UI vento -	A2 - UII C. mobile e vento +	A2 - UII C. mobile e vento -	A2 - UIII vento+ e frenata	A2 - UIII vento- e frenata	A2 - UIII frenata
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
Forza in X – vento, frenata, ecc.	8.20	-8.20	5.68	-5.68	-7.91	-17.75	-12.83
Forza in X – DT, ritiro, fluage	24.05	24.05	24.05	24.05	24.05	24.05	24.05
Forza tot in X – parallela alle travi	32.26	32.26	29.73	29.73	31.96	41.80	36.88
Forza in Y – vento, frenata, ecc.	9.71	5.56	6.72	3.85	16.40	13.91	10.58

Nelle tabelle a pagina seguente si riassumono le sollecitazioni derivanti dall'impalcato, dalla spalla e dal rilevato, ottenendo le combinazioni di carico con cui verificare la palificata di micropali:

▪ **COMBINAZIONE A PONTE CARICO:**

$$\begin{aligned}
 N_{\max} (A1) &= 3503.92 + 789.48 + 238.24 &= \mathbf{4531.64 \text{ kN}} \\
 M_{x,v} (A1) &= 1752.00 - 41.80 - 166.77 &= 1543.40 \text{ kNm} \\
 M_{y,v} (A1) &= &= 960.70 \text{ kNm} \\
 \\
 M_{x,\text{tot}} (A1) &= 1543.40 + 445.73 + 536.67 \times 1.0\text{m} &= \mathbf{2525.70 \text{ kNm}} \\
 M_{y,\text{tot}} (A1) &= 960.70 + 645.98 \times 1.0\text{m} &= \mathbf{1606.69 \text{ kNm}}
 \end{aligned}$$

	SLE	A1 N _{max}	A1 N _{min}	A2 N _{max}	A2 N _{min}
	kN - kNm	kN - kNm	kN - kNm	kN - kNm	kN - kNm
Peso totale fondazione	3282.27	4531.64	3344.03	3518.83	3458.74
Momento M _x dato da forze verticali	1106.01	1543.40	1543.40	1224.29	1224.29
Momento M _y dato da forze verticali	711.63	960.70	711.63	818.37	818.37
Forza orizzontale max // travi	226.24	296.07	296.07	474.27	474.27
Spinta del terreno (// travi)	279.02	376.67	376.67	279.02	279.02
Momento flettente max M _x	1662.42	2285.20	2285.20	2028.73	2028.73
Forza orizzontale max ⊥ travi	73.72	110.58	110.58	559.85	559.85
Momento flettente max M _y	785.35	1071.28	822.21	1378.23	1378.23

▪ **COMBINAZIONI A PONTE SCARICO:**

	SLE	A1 N _{min}	A2 N _{min}	SISMA
	kN - kNm	kN - kNm	kN - kNm	kN - kNm
Peso totale fondazione	3046.18	3107.94	3222.65	3046.18
Momento M _x dato da forze verticali	987.96	1384.04	1088.54	1018.92
Momento M _y dato da forze verticali	0.00	0.00	0.00	0.00
Forza orizzontale max // travi	182.17	229.97	242.81	1012.69
Spinta del terreno (// travi)	279.02	376.67	279.02	279.02
Momento flettente max M _x	1500.31	2059.74	1661.52	2361.78
Forza orizzontale max ⊥ travi	44.65	66.98	151.20	0.00
Momento flettente max M _y	44.65	66.98	151.20	0.00

7.2 Ripartizione delle sollecitazioni sulla palificata di micropali

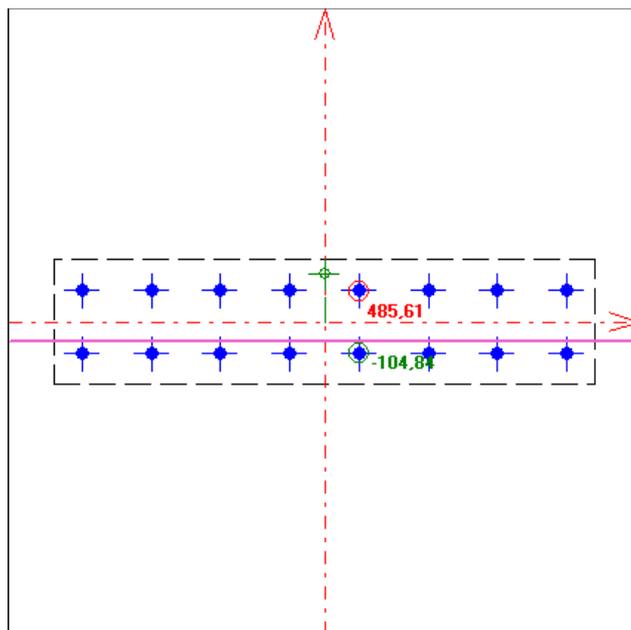
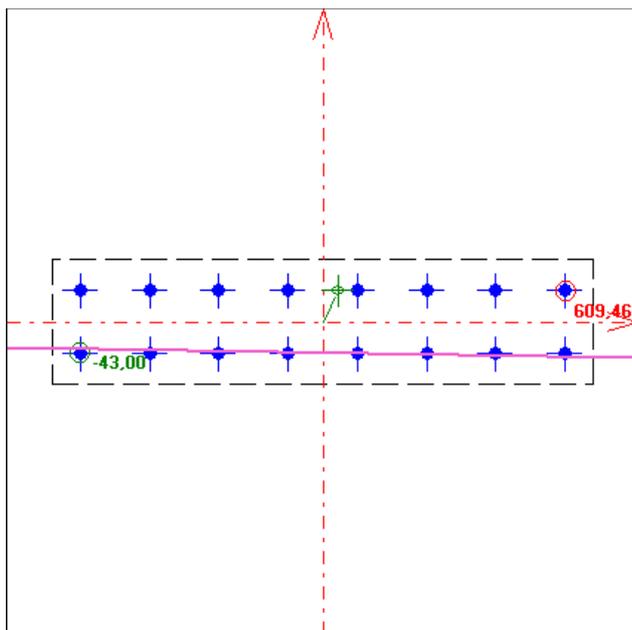
Mediante il software SEZIONI si ripartiscono le sollecitazioni sulla palificata, ottenendo per ciascuna combinazione (SLE, A1, A2) gli scarichi massimi a trazione e compressione dei singoli micropali:

COMBINAZIONE A1 – STATICA

$$\begin{aligned} N &= 4531.64 \text{ kN} \\ M_x &= 2285.20 \text{ kNm} \\ M_y &= 1071.28 \text{ kNm} \\ V &= (296.07^2 + 110.58^2)^{0.5} = 316.05 \text{ kN} \end{aligned}$$

COMBINAZIONE SISMICA

$$\begin{aligned} N &= 3046.18 \text{ kN} \\ M_x &= 2361.78 \text{ kNm} \\ V &= 1012.69 \text{ kN} \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} N_{\max, \text{compr}} &= 609.46 \text{ kN} \\ N_{\max, \text{traz}} &= -43.00 \text{ kN} \\ V &= 316.05/16 = 19.75 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{\max, \text{compr}} &= 485.61 \text{ kN} \\ N_{\max, \text{traz}} &= -85.87 \text{ kN} \\ V &= 1012.69/16 = 63.29 \text{ kN} \end{aligned}$$

7.3 Verifica dei micropali

La palificata sottostante la piattabanda di fondazione della spalla viene realizzata con micropali ad Iniezione Globale Unica (I.G.U.).

Si tratta di pali trivellati di piccolo diametro ($d = 200\text{mm}$) realizzati mediante perforazione del terreno, posa di un tubolare in acciaio a perdere con funzione di armatura metallica.

7.3.1 Caratteristiche geotecniche

Di seguito si riportano i valori di N_{SPT} ottenuti interpolando i dati ricavati dal sondaggio S1 (quota 132.300 m s.l.m.) degli strati interessati:

UNITA' LITOLOGICA	Descrizione	Z_i	Z_f	ϕ	N_{SPT}
A	Limo sabbioso	1.20	4.00	28	18
B	Sabbia fine	4.00	7.70	32	17
D	Ghiaia e sabbia	7.70	14.00	36 – 38	40

TERRENO	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata	
	IRS	IGU	IRS	IGU
Ghiaia	1.8	1.3 - 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
Ghiaia sabbiosa	1.6 - 1.8	1.2 - 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
sabbia ghiaiosa	1.5 - 1.6	1.2 - 1.3	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia grossa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia media	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia fine	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia limosa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) Vs	1.5 Vs
Limo	1.4 - 1.6	1.1 - 1.2	2 Vs	1.5 Vs
Argilla	1.8 - 2.0	1.2	(2.5 - 3) Vs	(1.5 - 2) Vs

Figura 3: Coefficienti di amplificazione per diametro equivalente

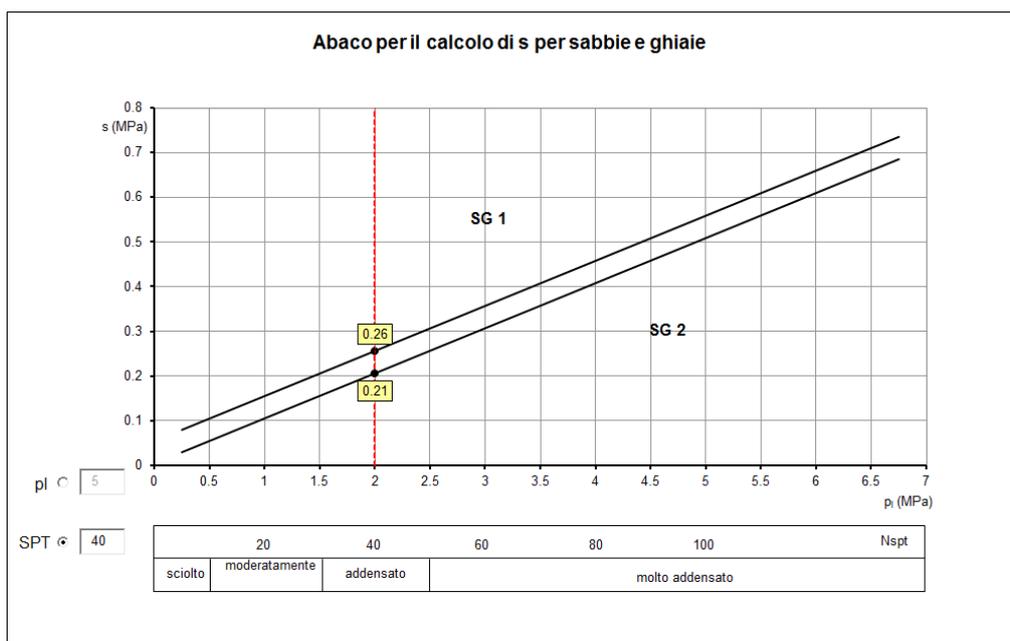


Figura 4: Abaco resistenza tangenziale in funzione della prova SPT

7.3.2 Caratteristiche geometriche

Caratteristiche geometriche del micropalo:

Diametro di perforazione:	D	=	200	mm
Lunghezza del micropalo:	L	=	14.00	m
Lunghezza di calcolo:	L _s	=	12.80	m
Diametro tubolare d'armatura:	d _{ext}	=	168.3	mm
Spessore tubolare:	s	=	10	mm
Area dell'armatura:	A _{arm}	=	4973	mm ²
Area a taglio:	A _v = 2A _{arm} /π	=	3166	mm ²
Momento d'inerzia:	J	=	1564	cm ⁴
Modulo di resistenza:	W	=	185.9	cm ³

Materiali:

Acciaio d'armatura:	Tipo	S355
Tensione di snervamento:	$f_y =$	355 N/mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza:	$\gamma_m =$	1.05
Tensione ammissibile acciaio:	$\sigma_{lim} =$	338
Modulo elastico armatura:	$E_{arm} =$	210000 MPa

7.3.3 Combinazione A1+M1+R3 - statica

Sollecitazioni:

Carico assiale:	$N_{Ed} =$	609.46 kN
Taglio:	$V_{Ed} =$	19.75 kN

Capacità portante

Il carico limite del micropalo viene valutato con il *metodo di Bustamante e Doix* (1985). Il metodo si basa sulla correlazione tra i risultati delle prove penetrometriche (N_{SPT}) e la resistenza laterale unitaria s .

$$Q_1 = \sum_i \pi \cdot D_{s_i} \cdot s_i \cdot l_{s_i}$$

La resistenza alla punta del micropalo viene valutata come percentuale della resistenza laterale, in particolare:

$$Q_B = 10 \div 15\% \cdot Q_1$$

Num STR (-)	Tipo di terreno	Spes. l_s (m)	Prova N_{SPT}	Coeff. α (-)	D_{equiv} αD_P (m)	Quote strato		Res. lat. s_i media (kN/m ²)	Res. lat. s_i prog (kN/m ²)	ΔQ_s (kN)
						z_i (m)	z_f (m)			
1	Limo sabbioso	2.80	18	1.15	0.23	1.20	4.00	110	56.26	113.84
2	Sabbia fine	3.70	17	1.20	0.24	4.00	7.70	90	46.04	128.43
3	Ghiaia e sabbia	6.30	40	1.30	0.26	7.70	14.00	210	107.42	552.76

dove:

- α = coefficiente di amplificazione per il diametro di perforazione;
- D_{equiv} = diametro maggiorato in funzione della tecnica di iniezione ($D_{equiv} = \alpha D_P$);
- l_s = spessore dei singoli strati di terreno omogeneo;
- s = resistenza tangenziale all'interfaccia fra zona iniettata e terreno;
- A_s = superficie laterale dell'i-esimo strato.

Nella verifica a capacità portante si trascura il contributo alla resistenza laterale offerto dai primi 1,20m di terreno in quanto il micropalo è ammorsato al di sotto della fondazione della spalla. Il coefficiente di correlazione ξ , funzione delle verticali indagate, è pari a 1.70. Il coefficiente parziale γ_R (R3) da applicare alle resistenze caratteristiche è pari a 1,15 (laterale in compressione).

Resistenza totale di progetto in compresione:

$$Q_{Rd} = \frac{Q_{sk} + Q_{tk}}{\gamma_1 \cdot \gamma_b \cdot \xi_{3,4}}$$

Resistenza totale di progetto in trazione:

$$Q_{Rd} = \frac{Q_{sk}}{\gamma_1 \cdot \xi_{3,4}}$$

Resistenza laterale di progetto:	$Q_{sd} =$	113.84 + 128.43 + 552.76 =	795.02 kN
Resistenza di base di progetto:	$Q_{td} =$	0.10 x 795 =	79.50 kN

Carico limite in compressione: $Q_{Rd} = 874.53 > 609.46 \text{ kN} \rightarrow \eta = 1.43 > 1.00$

La portanza del micropalo risulta verificata.

Verifica alle forze orizzontali

La lunghezza caratteristica del palo viene valutata attraverso una relazione lineare tra cedimento di un punto della superficie limite e la pressione agente nello stesso punto (modello di Winkler). Risolvendo l'equazione del IV ordine della trave elastica su suolo elastico si ricava:

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{\text{arm}} \cdot J_{\text{arm}}}} = 0.743 \text{ [1/m]}$$

Nel calcolo si è assunto una costante di Winkler pari a 20 N/cm^3 , valore cautelativo adatto nel caso di sabbie immerse con stato di addensamento elevato.

La verifica alle forze orizzontali del micropalo viene svolta considerando il valore del momento agente in testa, ipotizzando la testa del palo impedita di ruotare.

$$M = \frac{T}{2 \cdot b} = 13.30 \text{ kNm}$$

Verifiche strutturali del micropalo

Le tensioni normali e tangenziali del tubolare d'armatura vengono determinate dalle relazioni:

$$\sigma = \frac{N}{A_{\text{arm}}} \pm \frac{M}{W_{\text{arm}}} \quad \text{e} \quad \tau = \frac{2 \cdot T}{A_{\text{arm}}}$$

ottendo:

$$\begin{aligned} - \sigma_{\text{max}} &= 194.09 \text{ N/mm}^2 \\ - \sigma_{\text{min}} &= 51.01 \text{ N/mm}^2 \\ - \tau &= 7.94 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Con tali sollecitazioni è possibile ricavare la tensione ideale equivalente del criterio di rottura di Von Mises:

$$\sigma_{\text{id}} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = 194.58 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{\text{adm}} = 338 \text{ N/mm}^2$$

La verifica del tubolare d'armatura ($\Phi 168.3 \text{ mm} / 10 \text{ mm}$) risulta soddisfatta.

7.3.4 Combinazione sismica

Sollecitazioni:

Carico assiale: $N_{Ed} = 485.61 \text{ kN}$
Taglio: $V_{Ed} = 63.29 \text{ kN}$

Capacità portante

Il carico limite del micropalo viene valutato con il *metodo di Bustamante e Doix* (1985). Il metodo si basa sulla correlazione tra i risultati delle prove penetrometriche (N_{SPT}) e la resistenza laterale unitaria s .

$$Q_1 = \sum_i \pi \cdot D s_i \cdot s_i \cdot l_{s_i}$$

La resistenza alla punta del micropalo viene valutata come percentuale della resistenza laterale, in particolare:

$$Q_B = 10 \div 15\% \cdot Q_1$$

Num STR (-)	Tipo di terreno	Spes. l_s (m)	Prova N_{SPT}	Coeff. α (-)	D_{equiv} αD_P (m)	Quote strato		Res. lat. s_i media (kN/m ²)	Res. lat. s_i calc (m ²)	ΔQ_s (kN)
						z_i (m)	z_f (m)			
1	Limo sabbioso	2.80	18	1.15	0.23	1.20	4.00	110	56.26	113.84
2	Sabbia fine	3.70	17	1.20	0.24	4.00	7.70	90	46.04	128.43
3	Ghiaia e sabbia	6.30	40	1.30	0.26	7.70	14.00	210	107.42	552.76

Nella verifica a capacità portante si trascura il contributo alla resistenza laterale offerto dai primi 1,20m di terreno in quanto il micropalo è ammorsato al di sotto della fondazione della spalla. In accordo al punto 7.11.1 del DM, il coefficiente di correlazione ξ è pari a 1.70 mentre il coefficiente parziale γ_R (R3) da applicare alle resistenze caratteristiche è pari a 1,15 (laterale in compressione).

Resistenza totale di progetto in compressione: $Q_{Rd} = \frac{Q_{sk} + Q_{tk}}{\xi_{3,4} \cdot \gamma_b}$

Resistenza totale di progetto in trazione: $Q_{Rd} = \frac{Q_{sk}}{\gamma_1 \cdot \xi_{3,4}}$

Resistenza laterale di progetto: $Q_{sd} = 113.84 + 128.43 + 552.76 = 795.02 \text{ kN}$
Resistenza di base di progetto: $Q_{td} = 0.10 \times 795 = 79.50 \text{ kN}$

Carico limite in compressione: $Q_{Rd} = 874.53 > 485.61 \text{ kN} \rightarrow \eta = 1.80 > 1.00$

La portanza del micropalo risulta verificata.

Verifica alle forze orizzontali

La lunghezza caratteristica del palo viene valutata attraverso una relazione lineare tra cedimento di un punto della superficie limite e la pressione agente nello stesso punto (modello di Winkler). Risolvendo l'equazione del IV ordine della trave elastica su suolo elastico si ricava:

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}} = 0.743 [1/m]$$

Nel calcolo si è assunto una costante di Winkler pari a 20 N/cm^3 , valore cautelativo adatto nel caso di sabbie immerse con stato di addensamento elevato.

La verifica alle forze orizzontali del micropalo viene svolta considerando il valore del momento agente in testa, ipotizzando la testa del palo impedita di ruotare.

$$M = \frac{T}{2 \cdot b} = 42.60 \text{ kNm}$$

Verifiche strutturali del micropalo

Le tensioni normali e tangenziali del tubolare d'armatura vengono determinate dalle relazioni:

$$\sigma = \frac{N}{A_{\text{arm}}} \pm \frac{M}{W_{\text{arm}}} \quad \text{e} \quad \tau = \frac{2 \cdot T}{A_{\text{arm}}}$$

ottendo:

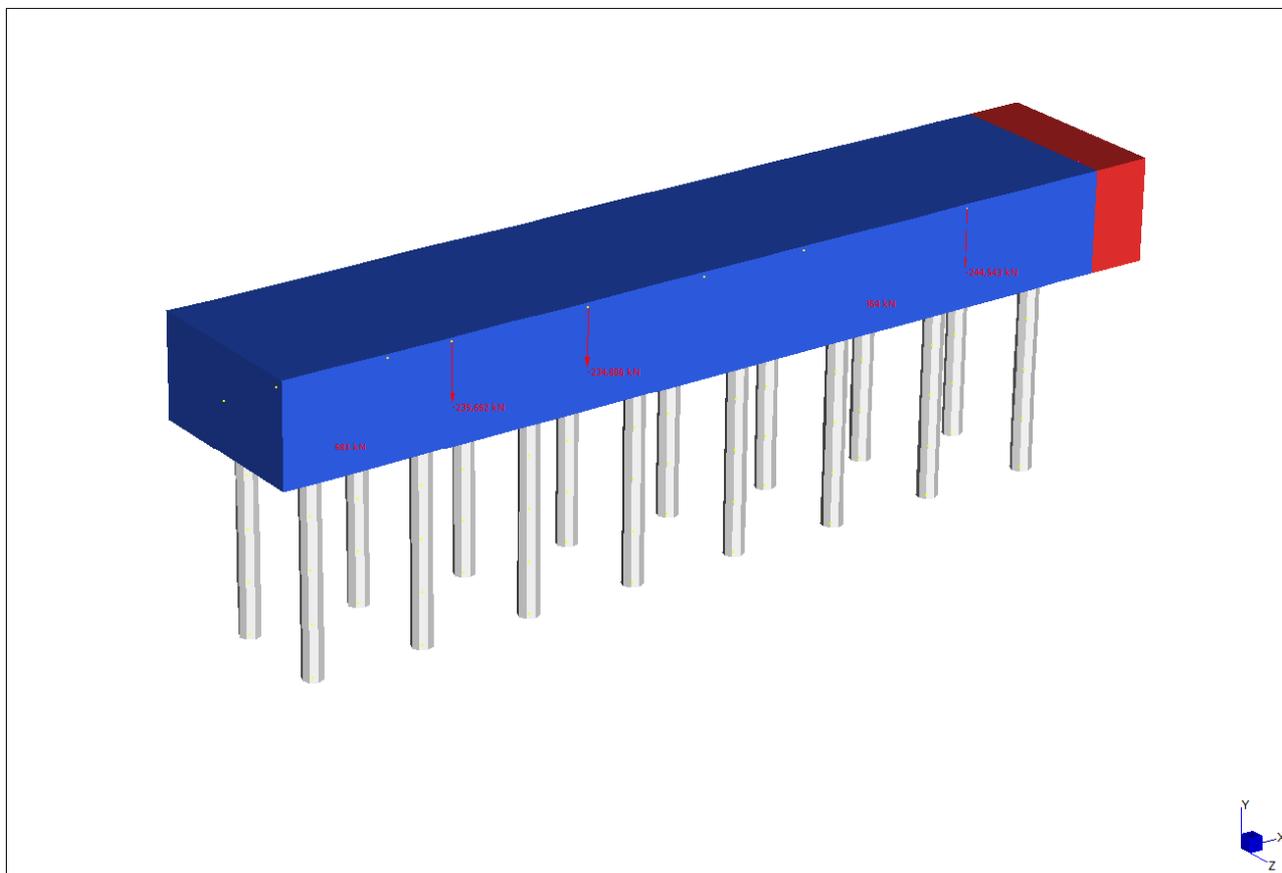
- σ_{max} = 326.87 N/mm²
- σ_{min} = -131.58 N/mm²
- τ = 25.45 N/mm²

Con tali sollecitazioni è possibile ricavare la tensione ideale equivalente del criterio di rottura di Von Mises:

$$\sigma_{\text{id}} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = 329.83 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{\text{adm}} = 338 \text{ N/mm}^2$$

La verifica del tubolare d'armatura (Φ 168.3 mm /10mm) risulta soddisfatta.

7.4 Dimensionamento della piattabanda di fondazione



Straus7 R2.4.6 [licensed to: AUTOSTRADA DEL BRENNERO SPA - TN]

Figura 5: Modello EF della spalla sud – Straus7

7.4.1 Analisi delle sollecitazioni

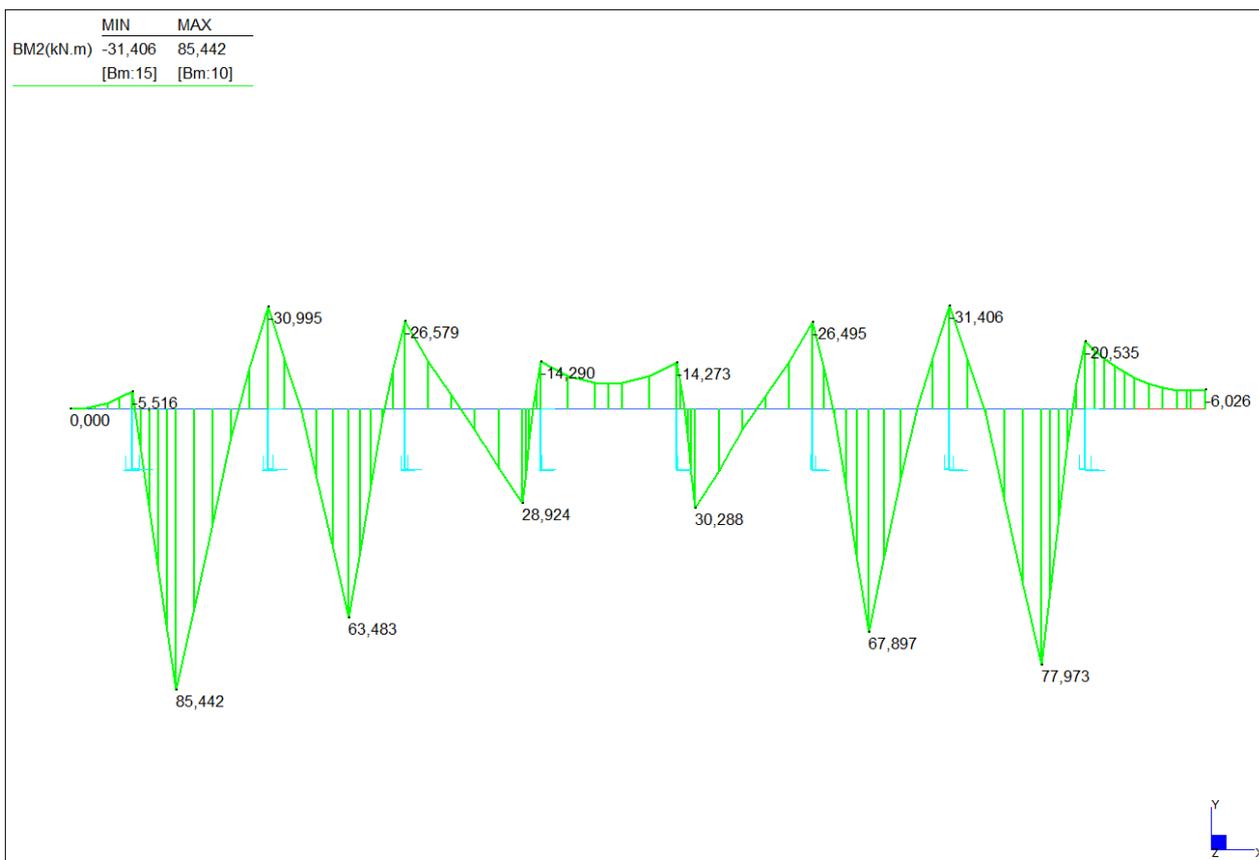


Figura 6: Momento flettente - Combinazione S.L.E. - $M^{(+)}_{max}$

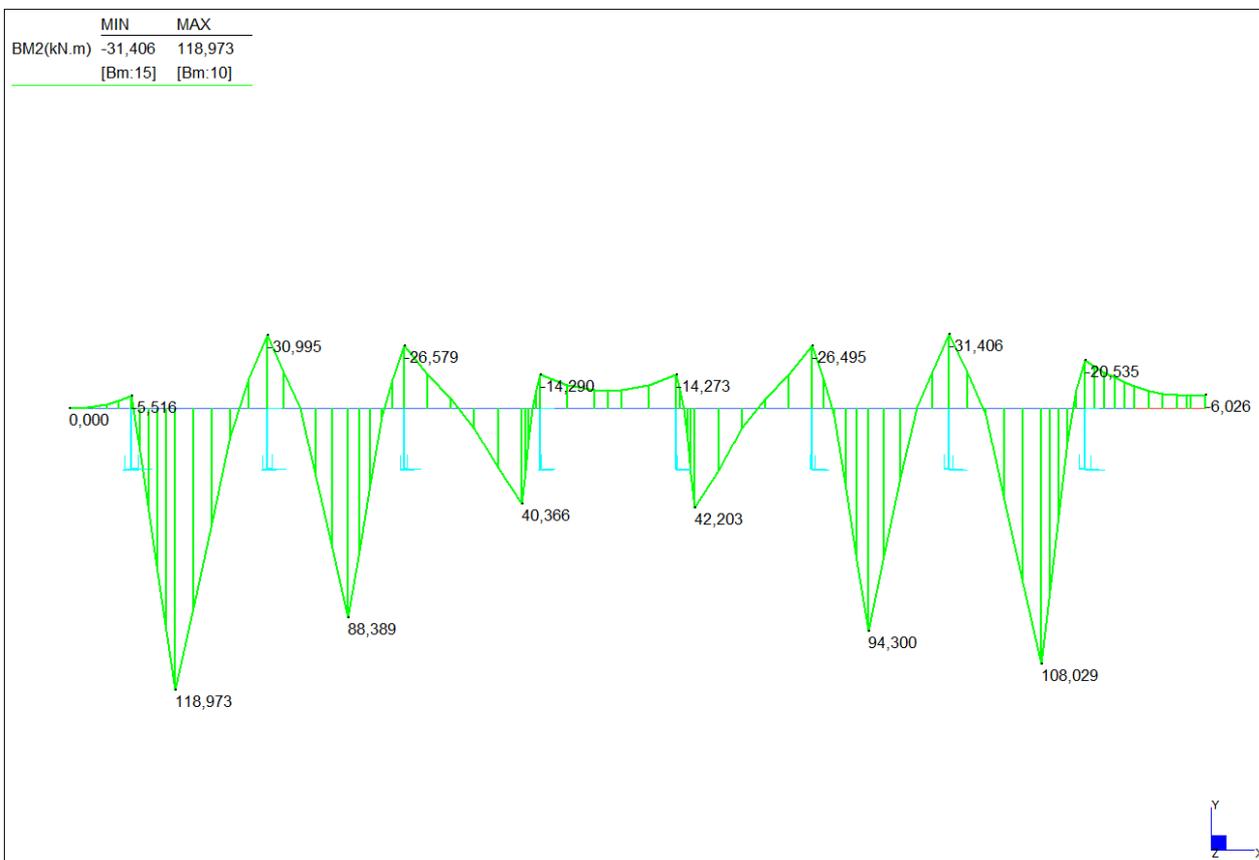


Figura 7: Momento flettente - Combinazione S.L.U. - $M^{(+)}_{max}$

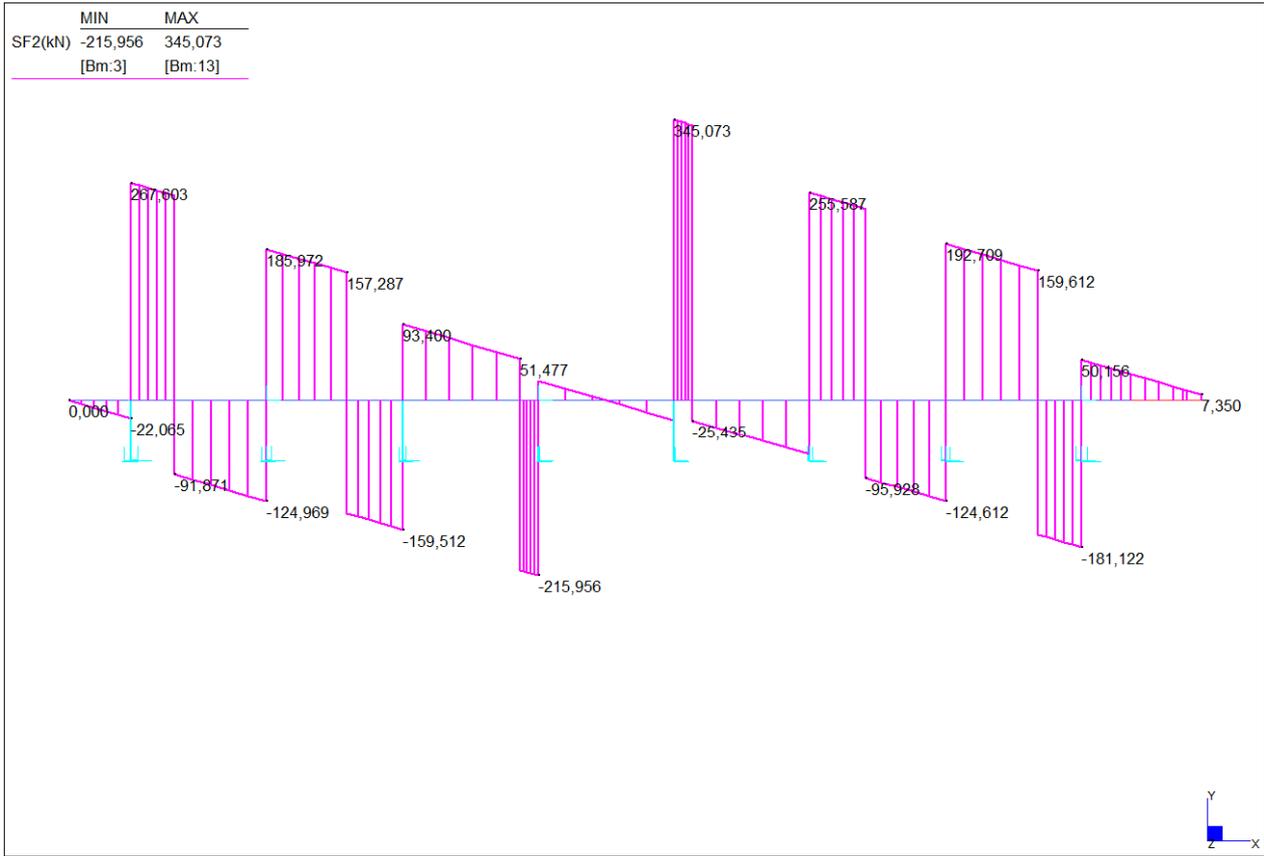


Figura 8: Taglio - Combinazione S.L.E. - V_{max}

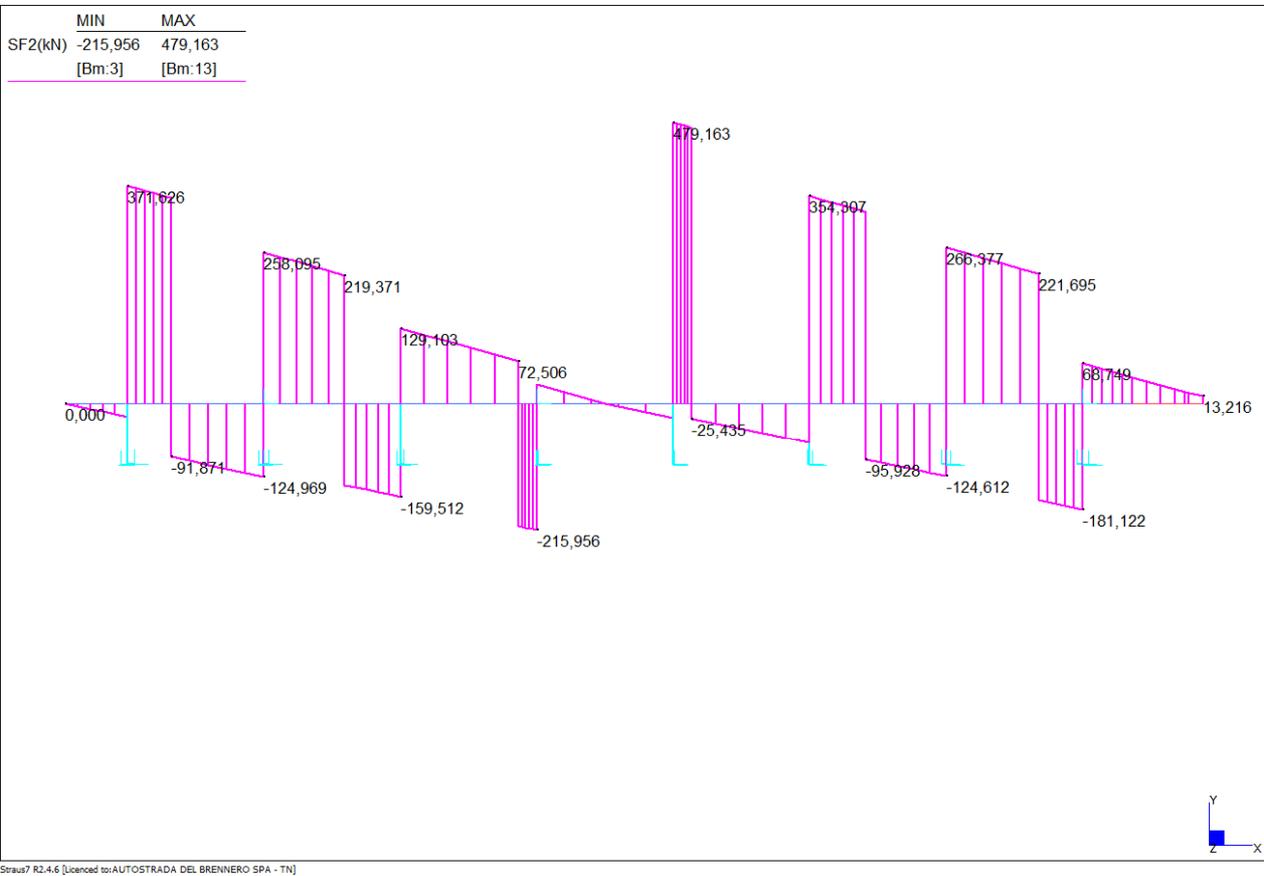


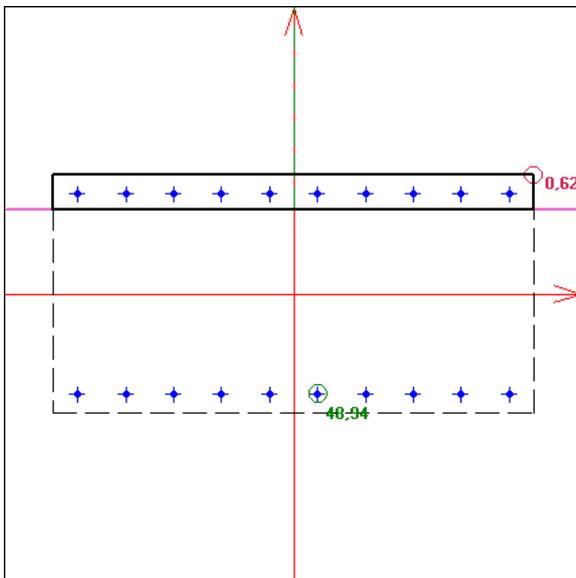
Figura 9: Taglio - Combinazione S.L.U. - V_{max}

	M+ [kNm]	M- [kNm]	V [kN]
SLE	85.44	-54.15	345.07
SLU - A1	118.97	-74.99	479.16

7.4.2 Verifica a flessione

Base	b	= 200 cm
Altezza	h	= 100 cm
Altezza utile	d	= 92 cm
Armatura sup.	A' _s	= 10φ16 = 20,16 cm ²
Armatura inf.	A _s	= 10φ16 = 20,16 cm ²

Stato Limite di Esercizio

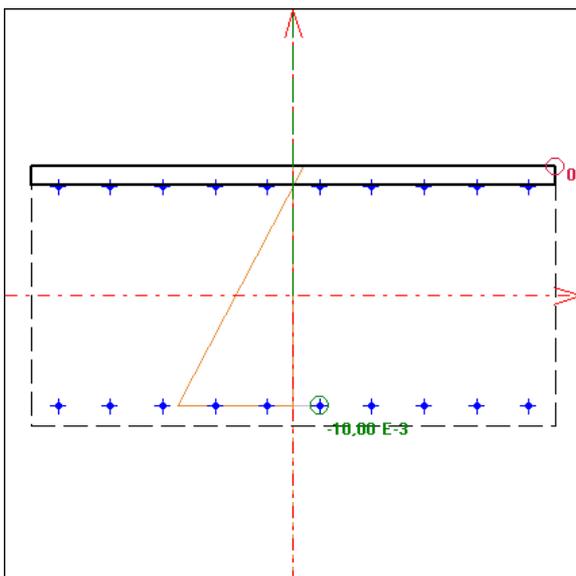


$$M_{Sd, SLE} = 85,44 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 0,62 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 48,94 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

Stato Limite Ultimo



Condizione di carico n. 1

Con: sforzo normale sollecitante Nus = 0,00 kN
rapporto Myu/Mxu = 0,0000 (alfa = 90,0°)

I momenti flettenti resistenti risultano:
Mxur = 706,32 kNm
Myur = 0,00 kNm

Campo 2 max eps c = 0,830 E-3
min eps s = -10,000 E-3 (<0 = trazione)

Distanza asse neutro dal vertice più compresso x = 7,05 cm
x/d = 0,0767 x/h = 0,0705 (d = 92,0 h = 100,0 cm)

Angolo dall'asse X alla normale all'asse neutro = 90,0000°

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione, risulta un momento ultimo resistente:

$$M_{Rd} = 706,32 \text{ kNm} > M_{Sd, SLU} = 118,97 \text{ kNm}$$

7.4.3 Verifica a taglio

Il taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$V_{Sd} = 479.16 \text{ kN}$$

Si esegue la verifica allo SLU della sezione con armature trasversali resistenti al taglio.

$$R_{ck} = 35.0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = 16.5 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza di calcolo a compressione del cls}$$

$$f'_{cd} = 8.2 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza a compress. ridotta del cls d'anima}$$

$$f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2 \text{ tensione di calcolo dell'acciaio}$$

$$b_w = 200 \text{ cm} \text{ larghezza minima della sezione}$$

$$h = 100 \text{ cm} \text{ altezza della sezione}$$

$$c = 8.0 \text{ cm} \text{ copriferro}$$

$$d = 92.0 \text{ cm} \text{ altezza utile della sezione}$$

$$\theta = 45^\circ \text{ inclinazione dei puntoni di calcestruzzo}$$

$$A_{sw} = 4.52 \text{ cm}^2 \text{ area dell'armatura trasversale} = 4 \text{ } \varnothing 12$$

$$s = 20 \text{ cm} \text{ interasse tra due armature trasversali consecutive}$$

$$\alpha = 90^\circ \text{ angolo di inclinazione dell'armatura trasversale}$$

$$\sigma_{cp} = 0.00 \text{ N/mm}^2 \text{ tensione media di compressione nella sezione}$$

$$\sigma_{cp}/f_{cd} = 0.00$$

$$\alpha_c = 1.00$$

Resistenza di calcolo del calcestruzzo d'anima:

$$V_{Rcd} = 6815 \text{ kN} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

Resistenza di calcolo dell'armatura trasversale:

$$V_{Rsd} = 733 \text{ kN} = 0,9 d A_{sw}/s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \sin\alpha$$

Verifica:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) = 733 \text{ kN} > 479.16 \text{ kN} = V_{Sd}$$

La verifica a taglio è soddisfatta con un coefficiente di sicurezza $\eta = 1.53$.

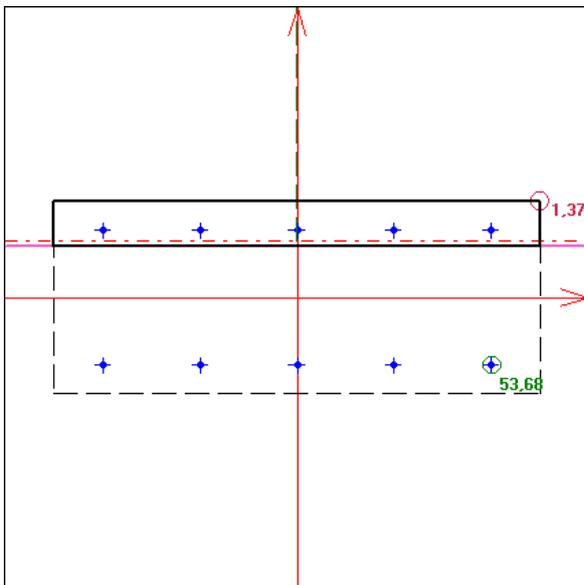
7.5 Verifica della trave paraghiaia

Peso del paraghiaia:	$25\text{kN/m}^3 \times 1.80\text{m} \times 0.40\text{m}$	W_p	= 18.00 kN/m
Spinta del terreno:	$1/2 \times (19.0 \times 3.55^2 \times 0.27)$	S_a	= 32.45 kN/m
Momento dovuto alla spinta del terreno:	$32.45 \times 1.80/3\text{m}$	M_s	= 19.47 kNm/m

7.5.1 Verifica a flessione

Base	b	= 100 cm
Altezza	h	= 40 cm
Altezza utile	d	= 34 cm
Armatura sup.	A'_s	= 5 ϕ 16 = 10,05 cm ²
Armatura inf.	A_s	= 5 ϕ 16 = 10,05 cm ²

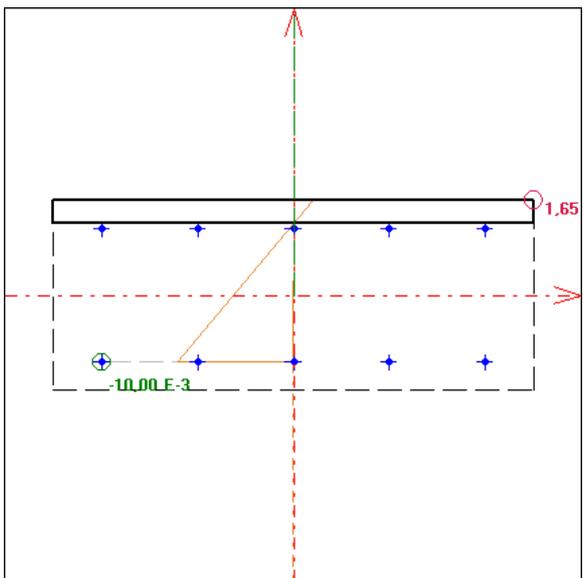
Stato Limite di Esercizio



$$\sigma_c = 1,37 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 53,68 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

Stato Limite Ultimo



Condizione di carico n. 1

Con: sforzo normale sollecitante $N_{us} = 0,00 \text{ kN}$
 rapporto $M_{yu}/M_{xu} = 0,0000$ (alfa = 90,0°)

I momenti flettenti resistenti risultano:
 $M_{xur} = 130,15 \text{ kNm}$
 $M_{yur} = 0,00 \text{ kNm}$

Campo 2 max eps c = 1,651 E-3
 min eps s = -10,000 E-3 (<0 = trazione)

Distanza asse neutro dal vertice più compresso x = 4,82 cm
 $w/d = 0,1417$ $w/h = 0,1204$ (d = 34,0 h = 40,0 cm)

Angolo dall'asse X alla normale all'asse neutro = 90,0000°

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione, risulta un momento ultimo resistente:
 $M_{Rd} = 130,15 \text{ kNm} > M_{Sd, SLU} = 1.35 \times 19.47 = 26,28 \text{ kNm}$

7.5.2 Verifica a taglio

Il taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$V_{Sd} = 1.35 \times 32.45 = 43.81 \text{ kN}$$

Si esegue la verifica allo SLU della sezione nell'ipotesi di sezione priva di armature trasversali resistenti al taglio.

$$V_{Sd} = 43.81 \text{ kN}$$

$$R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 29.1 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza caratteristica a compressione del cls} = 0,83 R_{ck}$$

$$f_{cd} = 16.5 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza di calcolo a compressione del cls} = 0,85 f_{ck} / 1,5$$

$$b_w = 100.0 \text{ cm} \text{ larghezza minima della sezione}$$

$$d = 34.0 \text{ cm} \text{ altezza utile della sezione}$$

$$A_{sl} = 10.05 \text{ cm}^2 \text{ area dell'armatura longitudinale} \quad 5 \quad \phi \quad 16$$

$$k = 1.77 = 1 + (20/d)^{1/2} \leq 2,0$$

$$\rho_1 = 0.003 = A_{sl} / (b_w d) \leq 0,02$$

$$v_{min} = 0.44 = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

$$\sigma_{cp} = 0.00 \text{ N/mm}^2 \text{ tensione media di compress. nella sezione} \leq 0,2 f_{cd}$$

Resistenza di calcolo del calcestruzzo:

$$V_{Rcd} = 147.64 \text{ kN} = [0,18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / 1,5 + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d$$

$$V_{Rcd,min} = 151 \text{ kN} = (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d$$

Verifica:

$$V_{Rd} = \max (V_{Rcd}) = 150.6 \text{ kN} > 43.81 \text{ kN} = V_{Sd}$$

8. VERIFICA DELLA SPALLA LATO NORD

Cinque delle sei travi che realizzano l'allargamento del ponte in esame appoggiano sulla spalla esistente, mentre la trave più esterna, scarica direttamente sulla nuova suola di fondazione. La spalla lato nord, fondata su 16 micropali di lunghezza 14m e diametro 200 mm posti ad interasse 0.80–1.00m per 1.10m, rispettivamente in direzione longitudinale e trasversale rispetto alla direzione delle travi, sarà costituita da una trave pulvino di sezione 180 cm x 100 cm e da un paraghiaia di altezza 1.65m per 40 cm di spessore.

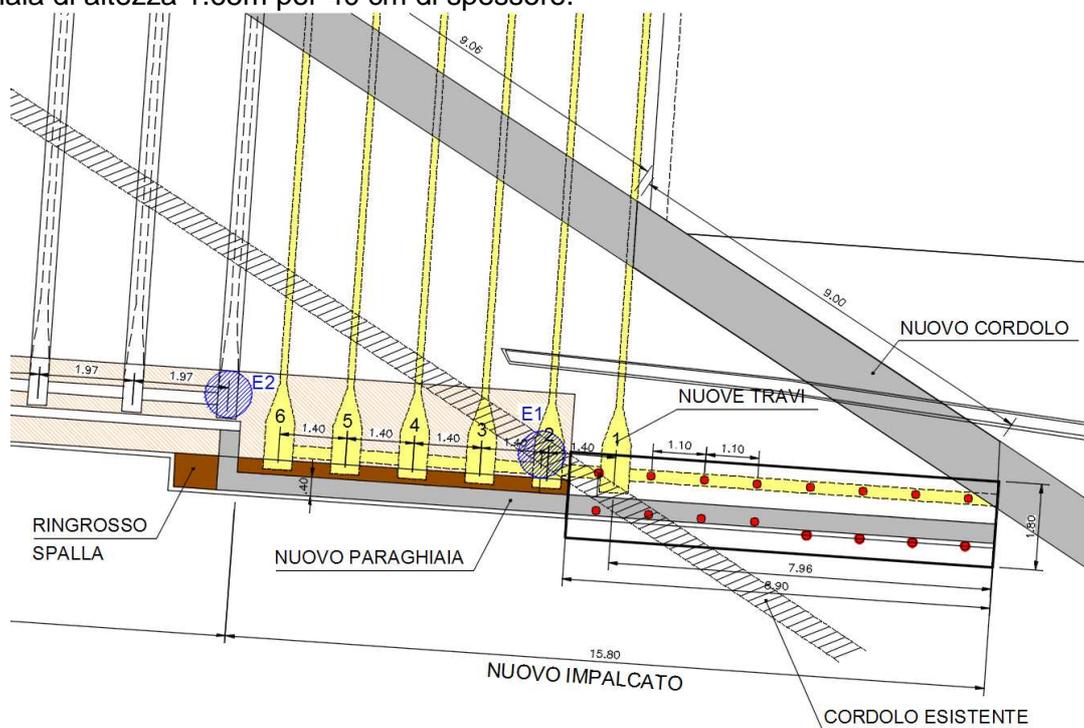
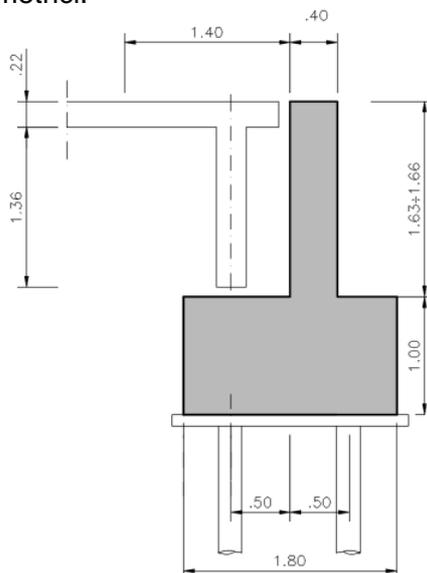


Figura 8.1 Spalla lato nord

8.1 Caratteristiche geometriche trave pulvino

8.1.1 Sezione e schema statico

La trave pulvino è stata caricata con le reazioni provenienti dalla trave di bordo e dalla soletta triangolare in modo tale da ottenere le massime sollecitazioni. La nuova trave di fondazione, lunga 8.90m, è appoggiata su micropali e incastrata in corrispondenza della spalla esistente; si rimanda alla Figura 7.2 per i dettagli geometrici:



8.2 Analisi dei carichi relativi alla soletta triangolare

- Soletta triangolare: $30\text{m}^2 \times 0.28\text{m} \times 25\text{ kN/m}^2$
 - Ripartizione sulla spalla nord - (L=7.90 m)

G_1	= 210.00 kN
g_{1k}	= 26.58 kN/m

A favore di sicurezza viene applicata sulla spalla una reazione di **30 kN/m**.

- Finiture
 - Sicurvia: $1.24\text{ kN/m} \times 9.00\text{ m}$ $g_{2,1} = 11.16\text{ kN}$
 - Cordolo: $10\text{m}^2 \times 0.30\text{m} \times 25\text{ kN/m}^3$ $g_{2,2} = 75.00\text{ kN}$
 - Pavimentazione: $20\text{m}^2 \times 3.00\text{ kN/m}^2$ $g_{2,3} = 60.00\text{ kN}$

$$G_2 = 146.16\text{ kN}$$

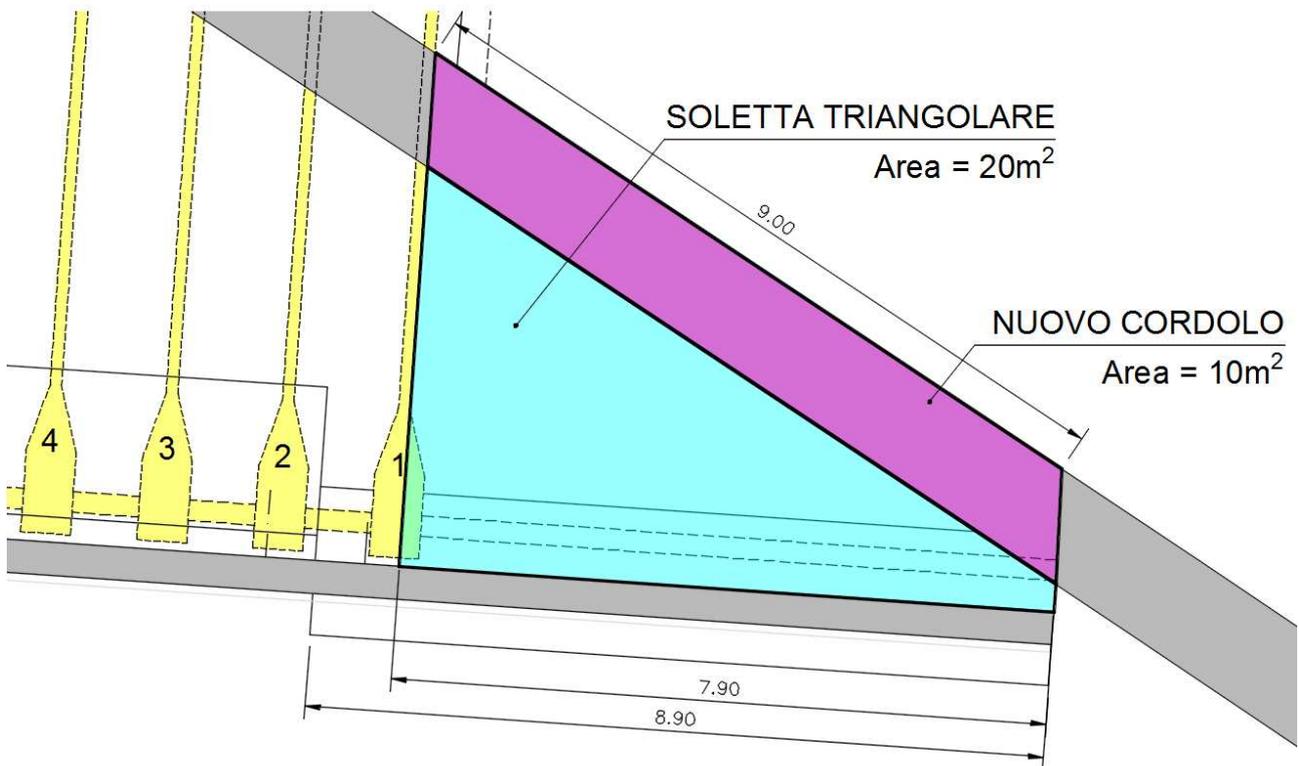
- Ripartizione sulla spalla nord - (L=7.90 m)

g_{2k}	= 18.50 kN/m
----------	--------------

A favore di sicurezza viene applicata sulla spalla una reazione di **20 kN/m**.

- Carico mobile

q_k	= 20.00 kN/m ²
Q_k	= 400.00 kN
▪ Ripartizione sulla spalla nord - (L=7.90 m)	$g_{2k} = 50.63\text{ kN/m}$



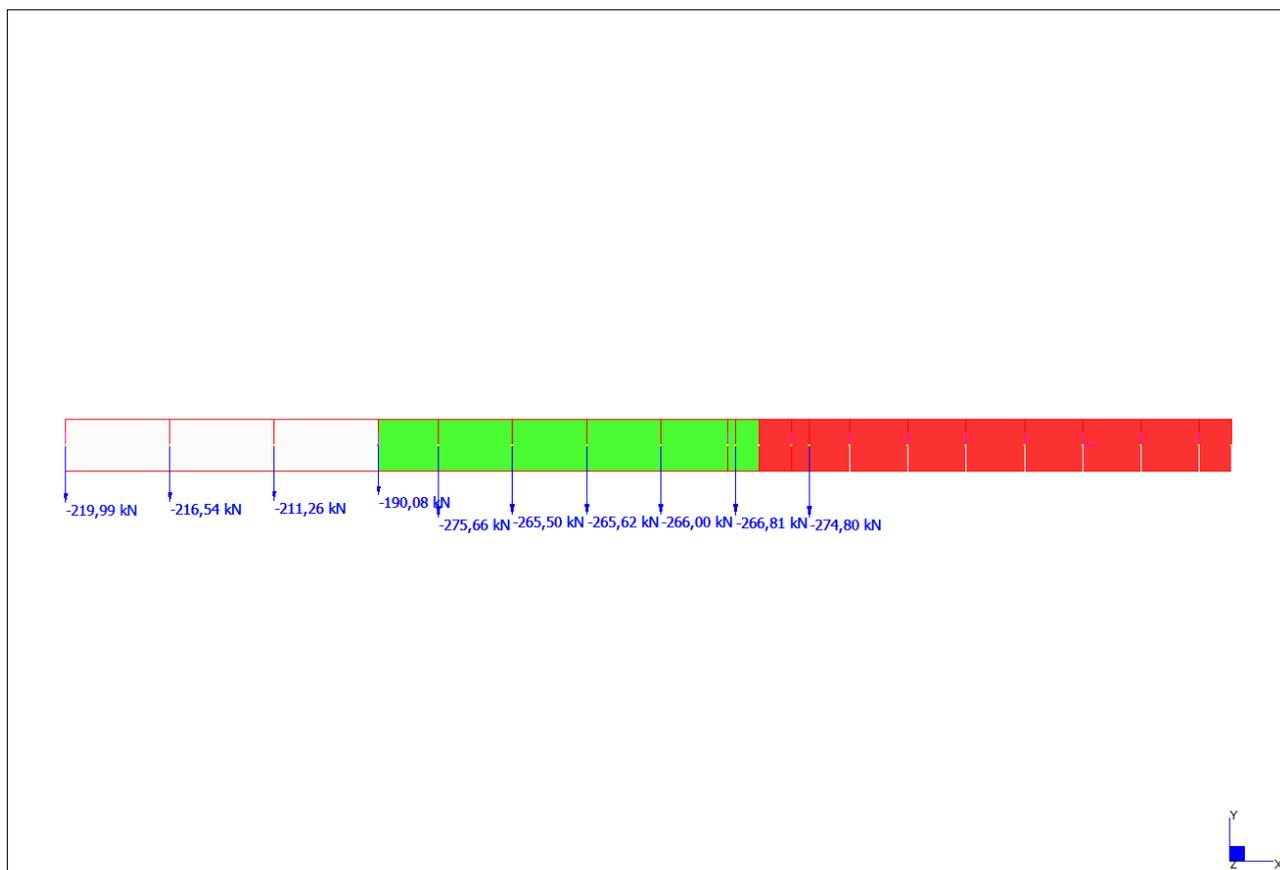
8.3 Verifica dei pali esistenti

8.3.1 Analisi delle sollecitazioni

Per la verifica dei pali esistenti E1 e E2 è necessario considerare le sollecitazioni derivanti anche dalle 4 travi esistenti, denominate E-1/-2/-3/-4, adiacenti all'allargamento in progetto. In funzione della disposizione dei pali esistenti, della palificata di micropali, e della rigidità della spalla, si ricavano gli sforzi assiali massimi con cui verificare i pali di grande diametro esistenti.

TRAVI	E-4	E-3	E-2	E-1	N-6	N-5	N-4	N-3	N-2	N-1
Node	11	10	9	7	1303	1302	1301	1300	1299	1298
Reaction	FY									
Node	N [kN]									
Travi	-	-	-	-	244.53	234.37	234.49	234.87	235.69	243.67
Ringrosso	-	-	-	-	31.13	31.13	31.13	31.13	31.13	31.13
Permanenti	219.99	216.54	211.26	190.08	275.66	265.50	265.62	266.00	266.82	274.80
Finiture	122.92	119.82	114.16	94.62	106.18	99.54	100.23	101.04	102.16	110.31
C. M. – C1	70.49	72.90	70.82	52.86	140.52	320.35	389.52	251.75	113.44	9.94
C. M. – C2	70.49	72.90	70.82	52.86	428.24	382.49	234.23	109.58	38.68	26.50
C. M. – C3	70.49	72.90	70.82	52.86	688.02	286.13	130.39	45.28	-0.27	-46.19
C. M. – C4	64.59	66.49	64.09	49.75	64.01	193.60	312.06	331.42	228.63	106.84

In grigio viene indicata la porzione di spalla esistente su cui insistono le 4 travi esistenti (E-4, E-3, E-2, E-1), in verde la porzione di spalla esistente su cui appoggiano 5 delle 6 travi nuove previste e infine in rosso la nuova spalla su cui insiste la nuova trave di bordo e la soletta triangolare di completamento.



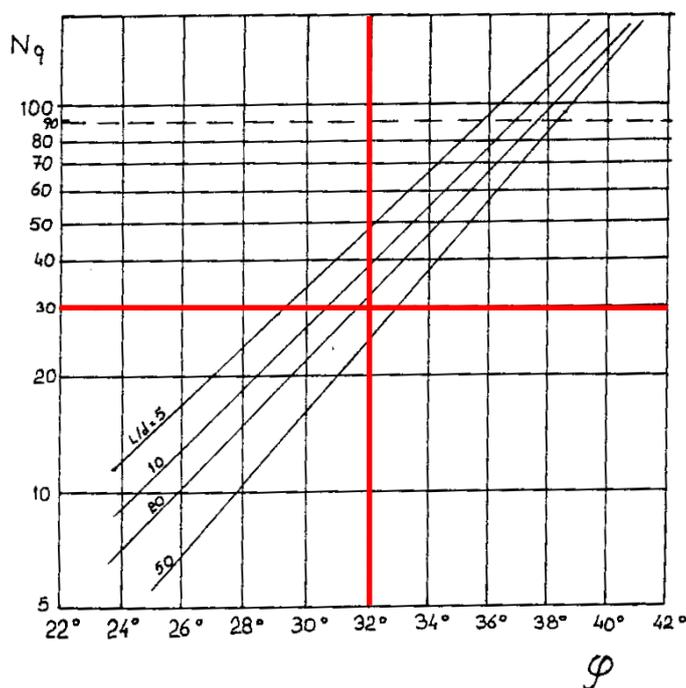
Straus7 R2.4.6 [licenced to: AUTOSTRADA DEL BRENNERO SPA - TN]

8.3.2 Capacità portante

Si riportano in tabella le reazioni massime delle travi dovute a carichi permanenti, finiture e carichi mobili con le quali verificare a carico limite i pali esistenti.

PALI ESISTENTI	E1	E2
Reazione vincolare	N [kN]	N [kN]
Permanenti	1216.882	1053.339
Finiture	442.151	471.421
Carico mobile	1275.943	1024.580
Carico mobile soletta triangolare	-1.547	0.000
TOTALE SLE	2934.976	2549.340
TOTALE SLU – A1	4028.540	3512.322
TOTALE SLU – A2	3259.013	2844.453

- Coefficienti parziali di calcolo
 - Numero di verticali indagate $n = 1.00$
 - Coeff. d'attrito terreno/palo trivellato $\mu = \tan \phi = \tan 35 = 0.70$
 - Fattore geometrico $L/D_p = 25$
 - Fattori di correlazione per la resistenza caratteristica $\xi_4 = 1.70$



VALORI DI N_q (BEREZANTSEV, 1961)

I valori per $L/d=5$ corrispondono a quelli di fig. 4

Il coefficiente N_q per il calcolo della resistenza alla punta è una funzione decrescente del rapporto $L/d = 25$, oltre che funzione crescente dell'angolo d'attrito. Per quanto riguarda il valore di ϕ da assumere nel calcolo della resistenza alla punta, si tiene conto dell'influenza della densità relativa e del livello di tensione attraverso la relazione proposta da *Kishida* (1967) che per pali trivellati riporta:

$$\phi_{CORR} = \phi - 3^\circ = 35^\circ - 3^\circ = 32^\circ$$

CARICO LIMITE PALO E1

Caratteristiche del palo:

Diametro punta palo:	$D_P =$	1.00	m
Diametro testa palo:	$D_T =$	1.00	m
Spessore palo	$S_P =$	-	m
Lunghezza del palo:	$L =$	25.0	m
Lunghezza critica:	$L_c =$	15.0	m
Area della punta:	$A_p =$	0.785	m ²
Carico massimo in testa al palo:	$Q =$	4,029	kN
Peso proprio del palo:	$G =$	404.48	kN
Quota profondità falda	$Q_f =$	14,00	m

Resistenza laterale:

Quote stratigrafiche		Spess Δz (m)	Peso $\gamma (\gamma')$ (kN/m ³)	Ang. attr. φ (°)	Attrito μ (-)	k (-)	Pressione		As (m ²)	ΔQ_s (kN)
z_i (m)	z_f (m)						σ_v (kN/m ²)	σ_v' (kN/m ²)		
0.0	1.2	1.2	19.0	35	0.700	0.7	11.4	11.4	3.77	21.06
1.2	4.0	2.8	19.0	28	0.532	0.7	49.4	49.4	8.80	161.74
4.0	7.7	3.7	19.0	32	0.625	0.7	111.2	111.2	11.62	565.13
7.7	14.0	6.3	19.0	36	0.727	0.7	206.2	206.2	19.79	2075.07
14.0	15.0	1.0	9.0	36	0.727	0.7	270.5	265.5	3.14	424.20
15.0	17.5	2.5	9.0	36	0.727	0.7	275.0	265.0	7.85	1058.51
17.5	34.0	7.5	9.0	35	0.700	0.7	275.0	265.0	23.56	3060.43

Resistenza laterale: $Q_s = 7,366.14$ kN

Resistenza alla punta:

Ang. attr. $\varphi (\varphi_u)$	N_q	N_c	c_u	Pressione σ_v
32	30		0	255

Resistenza alla punta: $Q_p = 6,008.30$ kN

Verifiche di capacità portante allo Stato Limite Ultimo:

Resistenza limite alla punta	Q_p	6,008.30	kN
Resistenza limite per attrito laterale	Q_s	7,366.14	kN
Resistenza limite totale	Q_{lim}	13,374.44	kN

Approccio 1					
Combinazione 1	(A1, M1, R1)	Azione di calcolo	E_d	4,574.58	kN
		Azione resistente	R_d	7,867.32	kN
		Coefficiente di sicurezza	1.72	\geq	1.00
Combinazione 2	(A2, M1, R2)	Azione di calcolo	E_d	3,663.49	kN
		Azione resistente	R_d	5,067.29	kN
		Coefficiente di sicurezza	1.38	\geq	1.00
Approccio 2					
(A1, M1, R3)		Azione di calcolo	E_d	4,574.58	kN
		Azione resistente	R_d	6,385.84	kN
		Coefficiente di sicurezza	1.40	\geq	1.00

CARICO LIMITE PALO E2

Caratteristiche del palo:

Diametro punta palo:	$D_P =$	1.00	m
Diametro testa palo:	$D_T =$	1.00	m
Spessore palo:	$S_P =$	-	m
Lunghezza del palo:	$L =$	25.0	m
Lunghezza critica:	$L_c =$	15.0	m
Area della punta:	$A_p =$	0.785	m ²
Carico massimo in testa al palo:	$Q =$	4,029	kN
Peso proprio del palo:	$G =$	404.48	kN
Quota profondità falda:	$Q_f =$	14,00	M

Resistenza laterale:

Quote stratigrafiche		Spess Δz (m)	Peso $\gamma (\gamma')$ (kN/m ³)	Ang. attr. φ (°)	Attrito μ (-)	k (-)	Pressione		As (m ²)	ΔQ_s (kN)
z_i (m)	z_f (m)						σ_v (kN/m ²)	σ_v' (kN/m ²)		
0.0	1.2	1.2	19.0	35	0.700	0.7	11.4	11.4	3.77	21.06
1.2	4.0	2.8	19.0	28	0.532	0.7	49.4	49.4	8.80	161.74
4.0	7.7	3.7	19.0	32	0.625	0.7	111.2	111.2	11.62	565.13
7.7	14.0	6.3	19.0	36	0.727	0.7	206.2	206.2	19.79	2075.07
14.0	15.0	1.0	19.0	36	0.727	0.7	275.5	270.5	3.14	432.19
15.0	17.5	2.5	19.0	36	0.727	0.7	285.0	275.0	7.85	1098.45
17.5	34.0	7.5	19.0	35	0.700	0.7	285.0	275.0	23.56	3175.91

Resistenza laterale: $Q_s = 7,366.14$ kN

Resistenza alla punta:

Ang. attr. $\varphi (\varphi_u)$	N_q	N_c	c_u	Pressione σ_v
32	30		0	255

Resistenza alla punta: $Q_p = 6,008.30$ kN

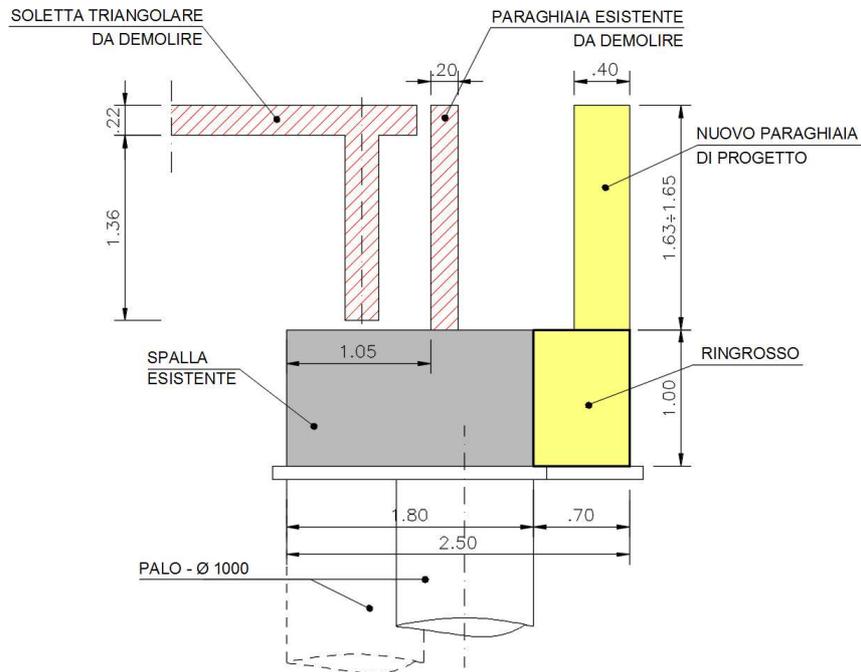
Verifiche di capacità portante allo Stato Limite Ultimo:

Resistenza limite alla punta:	Q_p	6,008.30	kN
Resistenza limite per attrito laterale:	Q_s	7,366.14	kN
Resistenza limite totale:	Q_{lim}	13,374.44	kN

Approccio 1					
Combinazione 1	(A1, M1, R1)	Azione di calcolo	E_d	4,058.37	kN
		Azione resistente	R_d	7,867.32	kN
		Coefficiente di sicurezza	1.94	≥	1.00
Combinazione 2	(A2, M1, R2)	Azione di calcolo	E_d	3,248.93	kN
		Azione resistente	R_d	5,067.29	kN
		Coefficiente di sicurezza	1.56	≥	1.00
Approccio 2					
(A1, M1, R3)	Azione di calcolo	E_d	4,058.37	kN	
	Azione resistente	R_d	6,385.84	kN	
	Coefficiente di sicurezza	1.57	≥	1.00	

8.4 Analisi della piattabanda di fondazione esistente

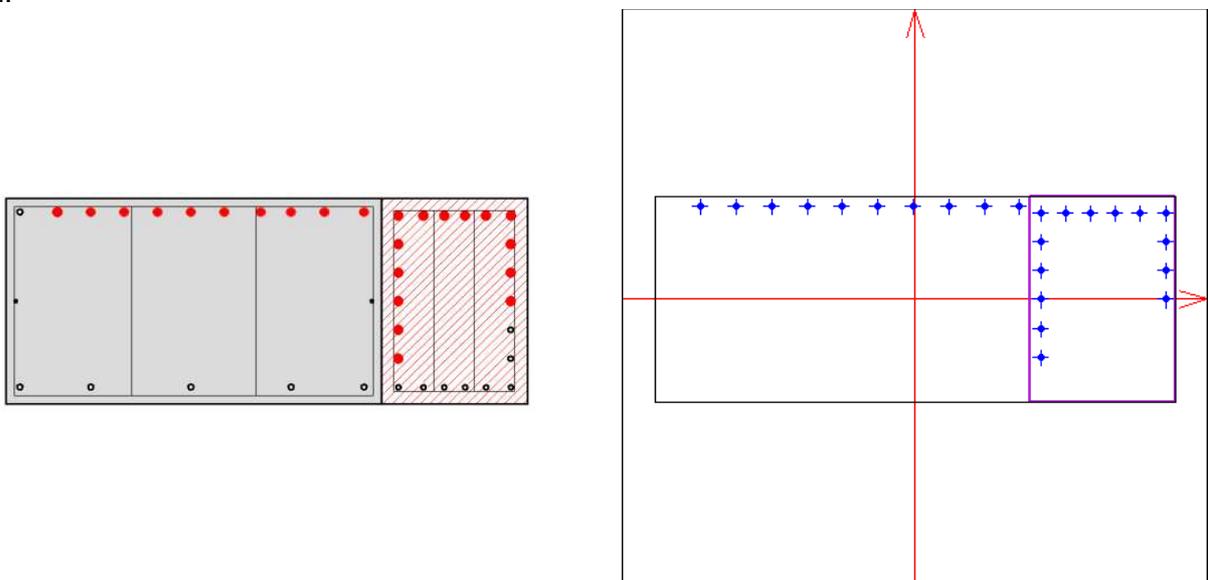
La piattabanda della spalla nord esistente viene ringrossata con un getto integrativo di 70 cm che porta la suola di fondazione ad una larghezza complessiva di 2.50m e uno spessore di 1.00m.



8.4.1 Caratteristiche della sezione

Larghezza fondazione esistente:	b	=	180 cm	
Larghezza ringrosso:	l	=	70 cm	
Altezza suola:	h	=	100 cm	
Altezza utile della sezione:	d	=	92 cm	
Armatura esistente al lembo teso:	$A_{t,esist}$	=	10 ϕ 26	= 5309 mm ²
Armatura ringrosso al lembo teso:	$A_{t,ringr}$	=	6 ϕ 24	= 2714 mm ²
Armatura ringrosso di ripartizione:	$A_{i,ringr}$	=	5 ϕ 24 + 3 ϕ 24	= 3619 mm ²

Le armature longitudinali presenti nella fondazione e nel ringrosso, alle quali viene affidato il soddisfacimento delle verifiche flessionali sono individuate nella figura seguente con dei palloni rossi:



8.4.2 Calcolo delle sollecitazioni

CASI DI CARICO	M(+)		M(-)	
	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
Node	9	10	7	12
PERMANENTI	439.32	425.43	-576.01	-582.88
FINITURE	159.43	143.59	-204.40	-256.84
CARICHI MOBILI – comb. 39	583.53	556.92	-719.24	-460.45
CARICHI MOBILI – comb. 40	462.58	629.59	-615.86	-520.20
C. MOBILI soletta triangolare	0	0	0	0
TOTALE SLE – comb. 39	1182.28	1125.94	-1499.65	-1300.17
TOTALE SLE – comb. 40	1061.33	1198.61	-1396.27	-1793.76
TOTALE SLU – comb. 39	1619.99	1541.56	-2055.19	-1359.92
TOTALE SLU – comb. 40	1456.71	1639.66	-1915.62	-1874.42

La sezione della piattabanda è soggetta a torsione, è quindi necessario garantire un certo numero di armature longitudinali a torsione. Nel calcolo delle tensioni e del momento a rottura quindi, non vengono considerate tutte le effettive armature longitudinali presenti all'interno della spalla esistente e previste nel ringrosso. Le armature disponibili per garantire il soddisfacimento della verifica a torsione sono i ferri longitudinali inferiori e quelli verticali più esterni.

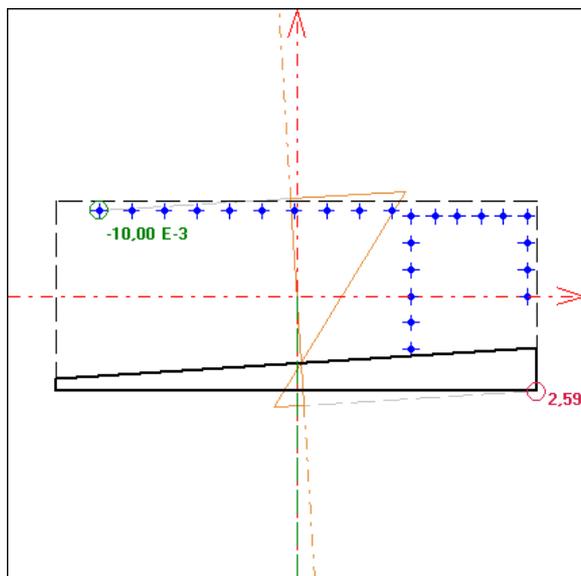
8.5 Verifiche tensionali allo SLE

$$\sigma_{adm,c} = 0.45 f_{ck}$$

Momento negativo all'appoggio:	Momento positivo in campata:
$M_{Sd} = 1499.65 \text{ kNm}$	$M_{Sd} = 1198.61 \text{ kNm}$
$\sigma_s = 218.58 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{adm,A.L.E} = 220.0 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 174.70 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{adm,A.L.E} = 220.0 \text{ N/mm}^2$
$\sigma_c = 6.64 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{adm,c} = 13.1 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_c = 5.31 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{adm,c} = 13.1 \text{ N/mm}^2$

8.6 Verifiche allo SLU

8.6.1 Verifica a flessione



Condizione di carico n. 1

Con: sforzo normale sollecitante $N_{us} = 0,00 \text{ kN}$
rapporto $M_{yu}/M_{xu} = 0,0000$ (alfa = $-90,0^\circ$)

I momenti flettenti resistenti risultano:
 $M_{xur} = -2895,57 \text{ kNm}$
 $M_{yur} = 0,00 \text{ kNm}$

Campo 2 max eps c = $2,591 \text{ E-3}$
min eps s = $-10,000 \text{ E-3}$ (<0 = trazione)

Distanza asse neutro dal vertice più compresso $x = 22,45 \text{ cm}$
 $x/d = 0,2058$ $x/h = 0,1945$ ($d = 109,08$ $h = 115,45 \text{ cm}$)

Angolo dall'asse X alla normale all'asse neutro = $-86,4118^\circ$

$$M_{Rd} = 2895.57 \text{ kNm} > M_{Sd} = 2055.19 \text{ kNm}$$

La verifica a flessione della sezione è soddisfatta con un coefficiente di sicurezza $\eta = 1.4$.

8.6.2 Verifica a taglio

Armatura esistente a taglio
Armatura ringrosso a taglio

$A_{v,esist} = 2$ staffe $\phi 12 - 4$ bracci - $s = 25 \text{ cm}$
 $A_{v,esist} = 2$ staffe $\phi 14 - 4$ bracci - $s = 15 \text{ cm}$

PALI ESISTENTI	E1	E2
TAGLIO SOLLECITANTE	V [kN]	V [kN]
PERMANENTI	551.08	695.18
FINITURE	217.03	252.19
CARICHI MOBILI - V	811.55	416.13
C. MOBILE SOLETTA TRIANGOLARE	0	0
TOTALE SLE	1579.66	1363.50
TOTALE SLU	2165.10	1878.55

CONTRIBUTI:

- STAFFE ESISTENTI $V_{Rd,1} = 384 \text{ kN}$
- STAFFE NUOVE $V_{Rd,2} = 998 \text{ kN}$
- FERRI PIEGATI ESISTENTI $V_{Rd,3} = 849 \text{ kN}$

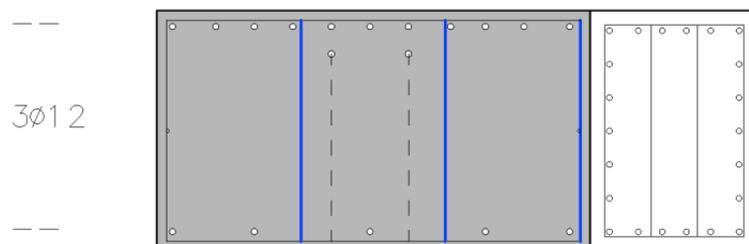
$$\text{TAGLIO RESISTENTE COMPLESSIVO} \quad V_{Rd} = 2231 \text{ kN} > V_{Sd}(E1) = 2165 \text{ kN}$$

La verifica a taglio della piattabanda è soddisfatta con un coefficiente di sicurezza $\eta = 1.03$.

1. CONTRIBUTO A TAGLIO GARANTITO DALLE STAFFE ESISTENTI DELLA SPALLA

Delle 4 staffe presenti nella fondazione esistente, solamente 3 (indicate schematicamente di colore blu) sono delegate a contribuire alla resistenza a taglio della sezione. L'armatura trasversale più esterna concorrerà invece al contributo della resistenza a torsione.

ESIST.



$$V_{Sd} = 1.00 \text{ kN}$$

$$R_{ck} = 35.0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yk} = 430 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = 16.5 \text{ N/mm}^2 \quad \text{resistenza di calcolo a compressione del cls}$$

$$f'_{cd} = 8.2 \text{ N/mm}^2 \quad \text{resistenza a compress. ridotta del cls d'anima}$$

$$f_{yd} = 331 \text{ N/mm}^2 \quad \text{tensione di calcolo dell'acciaio}$$

$$b_w = 250 \text{ cm} \quad \text{larghezza minima della sezione}$$

$$h = 100 \quad \text{altezza della sezione}$$

$$c = 5 \quad \text{copriferro}$$

$$d = 95 \text{ cm} \quad \text{altezza utile della sezione}$$

$$\theta = 45^\circ \quad \text{inclinazione dei puntoni di calcestruzzo}$$

$$A_{sw} = 3.39 \text{ cm}^2 \quad \text{area dell'armatura trasversale} \quad = 3 \text{ } \varnothing 12$$

$$s = 25 \text{ cm} \quad \text{interasse tra due armature trasversali consecutive}$$

$$\alpha = 90^\circ \quad \text{angolo di inclinazione dell'armatura trasversale}$$

$$\sigma_{cp} = 0.00 \text{ N/mm}^2 \quad \text{tensione media di compressione nella sezione}$$

$$\sigma_{cp}/f_{cd} = 0.00$$

$$\alpha_c = 1.00$$

Resistenza di calcolo del calcestruzzo d'anima:

$$V_{Rcd} = 8797 \text{ kN} \quad = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

Resistenza di calcolo dell'armatura trasversale:

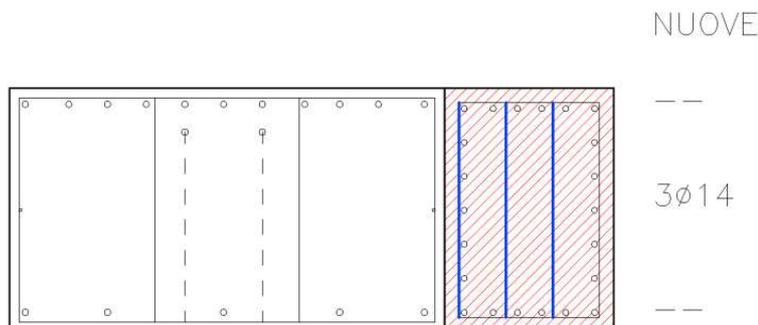
$$V_{Rsd} = 384 \text{ kN} \quad = 0,9 d A_{sw}/s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \sin\alpha$$

Verifica:

$$V_{Rd,1} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) = 384 \text{ kN}$$

2. CONTRIBUTO A TAGLIO GARANTITO DALLE STAFFE NUOVE DEL RINGROSSO

Delle 4 staffe presenti nel ringrosso della spalla, solamente 3 (indicate schematicamente di colore blu) sono delegate a contribuire alla resistenza a taglio della sezione. L'armatura trasversale più esterna concorrerà invece al contributo della resistenza a torsione.



$$V_{Sd} = 1.00 \text{ kN}$$

$$R_{ck} = 35.0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yk} = 430 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = 16.5 \text{ N/mm}^2 \quad \text{resistenza di calcolo a compressione del cls}$$

$$f'_{cd} = 8.2 \text{ N/mm}^2 \quad \text{resistenza a compress. ridotta del cls d'anima}$$

$$f_{yd} = 331 \text{ N/mm}^2 \quad \text{tensione di calcolo dell'acciaio}$$

$$b_w = 250 \text{ cm} \quad \text{larghezza minima della sezione}$$

$$h = 100 \quad \text{altezza della sezione}$$

$$c = 8 \quad \text{copriferro}$$

$$d = 92 \text{ cm} \quad \text{altezza utile della sezione}$$

$$\theta = 45^\circ \quad \text{inclinazione dei puntoni di calcestruzzo}$$

$$A_{sw} = 4.62 \text{ cm}^2 \quad \text{area dell'armatura trasversale} \quad = 3 \text{ } \varnothing 14$$

$$s = 15 \text{ cm} \quad \text{interasse tra due armature trasversali consecutive}$$

$$\alpha = 90^\circ \quad \text{angolo di inclinazione dell'armatura trasversale}$$

$$\sigma_{cp} = 0.00 \text{ N/mm}^2 \quad \text{tensione media di compressione nella sezione}$$

$$\sigma_{cp}/f_{cd} = 0.00$$

$$\alpha_c = 1.00$$

Resistenza di calcolo del calcestruzzo d'anima:

$$V_{Rcd} = 8519 \text{ kN} \quad = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

Resistenza di calcolo dell'armatura trasversale:

$$V_{Rsd} = 998 \text{ kN} \quad = 0,9 d A_{sw} / s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \sin\alpha$$

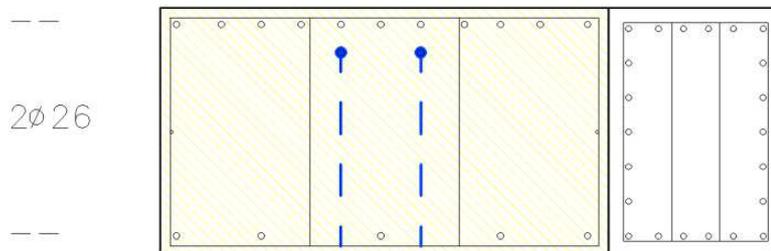
Verifica:

$$V_{Rd,2} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) = 998 \text{ kN}$$

3. CONTRIBUTO A TAGLIO GARANTITO DAI FERRI PIEGATI ESISTENTI

I 2 ferri piegati presenti all'interno della piattabanda esistente, contribuiscono alla resistenza a taglio della sezione.

ESIST.



$$\begin{aligned} V_{Sd} &= 1.00 \text{ kN} \\ R_{ck} &= 35.0 \text{ N/mm}^2 \\ f_{yk} &= 430 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{cd} &= 16.5 \text{ N/mm}^2 && \text{resistenza di calcolo a compressione del cls} \\ f'_{cd} &= 8.2 \text{ N/mm}^2 && \text{resistenza a compress. ridotta del cls d'anima} \\ f_{yd} &= 331 \text{ N/mm}^2 && \text{tensione di calcolo dell'acciaio} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b_w &= 250 \text{ cm} && \text{larghezza minima della sezione} \\ h &= 100 && \text{altezza della sezione} \\ c &= 5 && \text{copriferro} \\ d &= 95 \text{ cm} && \text{altezza utile della sezione} \\ \theta &= 45^\circ && \text{inclinazione dei puntoni di calcestruzzo} \\ A_{sw} &= 10.62 \text{ cm}^2 && \text{area dell'armatura trasversale} && = 2 \text{ } \phi 26 \\ s &= 50 \text{ cm} && \text{interasse tra due armature trasversali consecutive} \\ \alpha &= 45^\circ && \text{angolo di inclinazione dell'armatura trasversale} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{cp} &= 0.00 \text{ N/mm}^2 && \text{tensione media di compressione nella sezione} \\ \sigma_{cp}/f_{cd} &= 0.00 \\ \alpha_c &= 1.00 \end{aligned}$$

Resistenza di calcolo del calcestruzzo d'anima:

$$V_{Rcd} = 17593 \text{ kN} = 0,9 d b_w \alpha_c f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

Resistenza di calcolo dell'armatura trasversale:

$$V_{Rsd} = 849 \text{ kN} = 0,9 d A_{sw}/s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \sin\alpha$$

Verifica:

$$V_{Rd,3} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) = 849 \text{ kN}$$

8.6.3 Verifica a torsione

Le travi 3, 4, 5 e 6 necessarie all'allargamento previsto, essendo appoggiate sulla spalla esistente, generano una sollecitazione di torsione sulla piattabanda di fondazione.

La sommatoria delle reazioni verticali agenti fornisce i seguenti risultati:

	N-6	N-5	N-4	N-3	TOTALE SLE	TOTALE SLU
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
PERMANENTI	275.66	265.50	265.62	266.00	1072.79	1448.26
FINITURE	106.18	99.54	100.23	101.04	406.99	610.48
CARICHI MOBILI	428.24	382.49	234.23	109.58	1154.54	1558.63
REAZ. ORIZZONTALE SISMA	144.73	144.73	144.73	144.73	578.92	578.92

Eccentricità media delle forze verticali $e_v = 0.70$ m
Eccentricità media delle forze orizzontali $e_o = 0.50$ m

M. torcente – SLE: $(1072.79+406.99+1154.54) \times 0.70/2$ $T_{Sd,SLE} = 922.01$ kNm
M. torcente – SLU: $(1448.26+610.48+1558.63) \times 0.70/2$ $T_{Sd,SLU} = 1266.08$ kNm
M. torcente – SISMA: $(1072.79+406.99) \times 0.70/2 + 578.92 \times 0.50/2$ $T_{Sd,SISM} = 1266.08$ kNm

La resistenza a torsione della sezione deriva dai seguenti contributi:

Contributo a torsione garantito dalla sezione in calcestruzzo: $T_{Rcd} = 4049$ kN

1. Contributo delle staffe della sezione esistente: $T_{Rsd,esist} = 466$ kN
2. Contributo delle staffe del nuovo ringrosso: $T_{Rsd,ringr} = 1106$ kN

Contributo totale garantito dalle staffe: $T_{Rsd} = 1572$ kN

1. Contributo dell'armatura longitudinale della sezione esistente: $T_{Rsd,esist} = 610$ kN
2. Contributo dell'armatura longitudinale del nuovo ringrosso: $T_{Rsd,ringr} = 700$ kN

Contributo totale a torsione garantito dai ferri longitudinali: $T_{Rld} = 1310$ kN

VERIFICA A TORSIONE: $T_{Rd} = \min(T_{Rcd}; T_{Rsd}; T_{Rld}) = 1310$ kN > $T_{Sd} = 1266$ kN

La verifica a torsione della piattabanda è soddisfatta con un coefficiente di sicurezza $\eta = 1.03$.

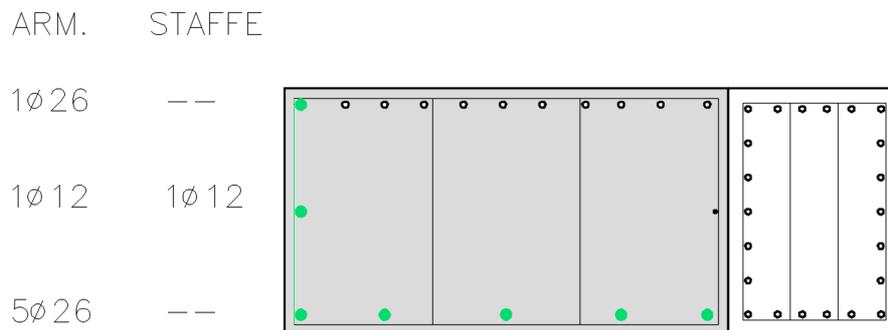
VERIFICA COMBINATA TAGLIO – TORSIONE:

La resistenza massima lato calcestruzzo della sezione soggetta ad una sollecitazione composta di taglio e torsione è limitata dalla resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo. Per non eccedere tale resistenza deve essere sempre garantita la condizione:

$$T_{Sd}/T_{Rcd} + V_{Sd}/V_{Rcd} < 1 \quad \rightarrow \quad 1266/4049 + 2165/8519 = 0.57$$

1. CONTRIBUTO A TORSIONE DOVUTO A STAFFE E ARMATURA ESISTENTE

L'armatura della piattabanda esistente dedicata a resistere alla sollecitazione di torsione è schematizzata nella figura seguente:



$R_{ck} =$	35.0	N/mm ²	
$f_{yk} =$	430	N/mm ²	
$f_{cd} =$	16.5	N/mm ²	resistenza di calcolo a compressione del cls
$f'_{cd} =$	8.2	N/mm ²	resistenza a compress. ridotta del cls d'anima
$f_{yd} =$	374	N/mm ²	tensione di calcolo dell'acciaio
$h =$	100	cm	altezza della sezione
$c =$	5		copriferro
$b_w =$	250	cm	larghezza minima della sezione
$d =$	95	cm	altezza utile della sezione
$\theta =$	45	°	inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
$A_{sw} =$	1.13	cm ²	area dell'armatura trasversale = 1 Ø 12
$A_{sL} =$	32.99	cm ²	area dell'armatura longitudinale aggiuntiva = 6 Ø 26 + 1 Ø 12
$s =$	25	cm	interasse tra due armature trasversali consecutive
$\alpha =$	90	°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale
$A_C =$	25000	cm ²	area della sezione (da calcolare solo se la sezione non è rettangolare)
$u =$	700	cm	perimetro della sezione
$u_m =$	557	cm	perimetro medio del nucleo resistente
$t =$	36	cm	spessore della sezione cava
$A =$	13776	cm ²	area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico

Resistenza di calcolo del calcestruzzo:

$$T_{Rcd} = 4049 \text{ kN} = 2 A t f'_{cd} (\text{ctg}\theta)/(1+\text{ctg}^2\theta)$$

Resistenza di calcolo dell'armatura trasversale:

$$T_{Rsd} = 466 \text{ kN} = 2 A A_{sw}/s f_{yd} \text{ctg}\theta$$

Resistenza di calcolo dell'armatura longitudinale:

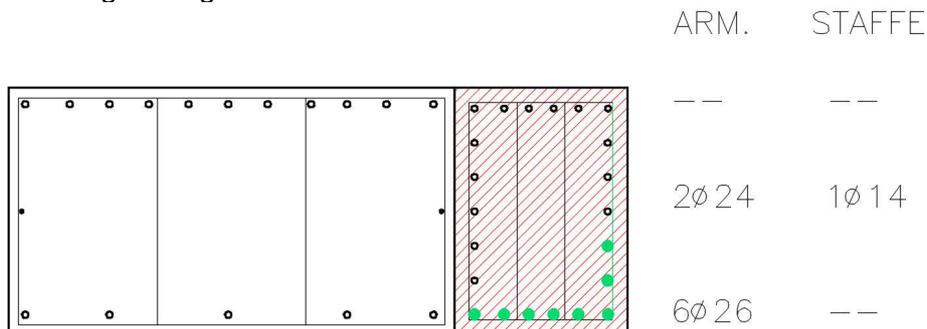
$$T_{Rld} = 610 \text{ kN} = 2 A A_l/u_m f_{yd}/\text{ctg}\theta$$

Verifica:

$$T_{Rd} = \min (T_{Rcd}, T_{Rsd}, T_{Rld}) = 466 \text{ kN}$$

2. CONTRIBUTO A TORSIONE DOVUTO A STAFFE E ARMATURA DEL RINGROSSO

L'armatura del ringrosso in progetto dedicata a resistere alla sollecitazione di torsione è schematizzata nella figura seguente:



$R_{ck} =$	35.0	N/mm ²	
$f_{yk} =$	430	N/mm ²	
$f_{cd} =$	16.5	N/mm ²	resistenza di calcolo a compressione del cls
$f'_{cd} =$	8.2	N/mm ²	resistenza a compress. ridotta del cls d'anima
$f_{yd} =$	374	N/mm ²	tensione di calcolo dell'acciaio
$h =$	100	cm	altezza della sezione
$c =$	8		copriferro
$b_w =$	250	cm	larghezza minima della sezione
$d =$	92	cm	altezza utile della sezione
$\theta =$	45	°	inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
$A_{sw} =$	1.54	cm ²	area dell'armatura trasversale = 1 Ø 14
$A_{sL} =$	36.19	cm ²	area dell'armatura longitudinale aggiuntiva = 8 Ø 24
$s =$	15	cm	interasse tra due armature trasversali consecutive
$\alpha =$	90	°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale
$A_C =$	25000	cm ²	area della sezione (da calcolare solo se la sezione non è rettangolare)
$u =$	700	cm	perimetro della sezione
$u_m =$	557	cm	perimetro medio del nucleo resistente
$t =$	36	cm	spessore della sezione cava
$A =$	13776	cm ²	area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico

Resistenza di calcolo del calcestruzzo:

$$T_{Rcd} = 4049 \text{ kN} = 2 A t f'_{cd} (\text{ctg}\theta)/(1+\text{ctg}^2\theta)$$

Resistenza di calcolo dell'armatura trasversale:

$$T_{Rsd} = 1106 \text{ kN} = 2 A A_{sw}/s f_{yd} \text{ctg}\theta$$

Resistenza di calcolo dell'armatura longitudinale:

$$T_{Rsd} = 700 \text{ kN} = 2 A A_l/u_m f_{yd}/\text{ctg}\theta$$

Verifica:

$$T_{Rd} = \min (T_{Rcd}, T_{Rsd}, T_{Rld}) = \quad \mathbf{700} \quad \mathbf{kN}$$

8.7 Ripartizione delle sollecitazioni sulla palificata di micropali

Combinando le sollecitazioni derivanti dalla soletta triangolare, si ottengono le risultanti in fondazione i cui valori caratteristici allo SLE sono riportati sotto. I momenti flettenti longitudinali M_x , agenti perpendicolarmente all'asse della piattabanda, sono stati calcolati considerando un'eccentricità tra il baricentro dell'appoggio e il baricentro fondazione pari a 50 cm.

- Permanenti: $N = 210.00 \text{ kN}$
 $M_x = 210.00 \times 0.50 \text{ m} = 105.00 \text{ kNm}$
- Finiture: $N = 146.16 \text{ kN}$
 $M_x = 146.16 \times 0.50 \text{ m} = 73.08 \text{ kNm}$
- C. mobile: $N = 400.00 \text{ kN}$
 $M_x = 400.00 \times 0.50 \text{ m} = 200.00 \text{ kNm}$

Azione assiale totale allo SLE: $N = 210.00 + 146.16 + 400.00 = \mathbf{756.16 \text{ kN}}$
Momento flettente longitudinale allo SLE: $M_{x,tot} = 105.00 + 73.08 + 200.00 = \mathbf{378.08 \text{ kNm}}$

	SLE		A1		A2	
	N	M_x	N	M_x	N	M_x
	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]
PERMANENTI	210.00	105.00	283.50	141.75	210.00	105.00
FINITURE	146.16	73.08	197.32	98.66	146.16	73.08
C. MOBILI - V_{max}	400.00	200.00	540.00	270.00	400.00	200.00
TOT con C.M.	756.16	378.08	1020.82	510.41	756.16	378.08
TOT senza C.M.	356.16	178.08	480.82	240.41	356.16	178.08

Sollecitazioni dovute al peso proprio della spalla:

Eccentricità del paraghiaia rispetto al baricentro fondazione: $e = 0.20 \text{ m}$

Fondazione spalla: $N_f = 1.80 \text{ m} \times 1.00 \text{ m} \times 8.90 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 400.50 \text{ kN}$

Paraghiaia: $N_p = 0.40 \text{ m} \times 1.65 \text{ m} \times 8.90 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 146.85 \text{ kN}$
 $M_p = 146.85 \text{ kN} \times 0.20 \text{ m} = -29.37 \text{ kNm}$

PESO TOTALE = 547.35 kN

	SLE		A1		A2	
	N	M_x	N	M_x	N	M_x
	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]
Peso della fondazione	400.50	0.00	540.68	0.00	400.50	0.00
Peso del paraghiaia	146.85	-29.37	198.25	-39.65	146.85	-29.37
Totale	547.35	-29.37	738.92	-39.65	547.35	-29.37

Sollecitazioni dovute al terreno a tergo della spalla:

- Larghezza suola di monte $l_{fm} = 0.50 \text{ m}$
- Lunghezza spalla $L = 8.90 \text{ m}$
- Altezza paraghiaia $h_p = 1.65 \text{ m}$
- Altezza equivalente superficie di spinta $H = 2.65 \text{ m}$
- Peso specifico del terreno a tergo spalla $\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$
- Angolo d'attrito del terreno $\phi_{M1} = 35.0^\circ$
- Angolo d'attrito del terreno $\phi_{M2} = 29.3^\circ$
- Coefficiente di spinta attiva $K_{a,M1} = 0.271$

- Coefficiente di spinta attiva: $K_{a,M2} = 0.343$
- Eccentricità della risultante del volume di terreno: $e_x = 0.65 \text{ m}$
- Eccentricità della risultante di spinta del terreno: $e_y = 1.83 \text{ m}$
- Peso terreno sulla suola di monte: $19.0 \times 0.50 \times 1.65 \times 8.90\text{m}$ $W_t = 139.51 \text{ kN}$
- Spinta del terreno: $\frac{1}{2} \times (19.0 \times 2.65^2 \times 0.271) \times 8.90\text{m}$ $S_a = 160.91 \text{ kN}$
- Momento dovuto al peso del terreno a tergo: $139.51 \times 0.65\text{m}$ $M_w = -90.68 \text{ kNm}$
- Momento dovuto alla spinta del terreno: $160.91 \times 0.88\text{m}$ $M_s = 141.60 \text{ kNm}$

	SLE			A1			A2		
	N [kN]	H [kN]	M _x [kNm]	N [kN]	H [kN]	M _x [kNm]	N [kN]	H [kN]	M _x [kNm]
Peso del terreno	139.51	0.00	-90.68	188.34	0.00	-122.42	139.51	0.00	-90.68
Spinta del terreno	0.00	160.91	142.13	0.00	217.23	191.88	0.00	160.91	142.13
Totale	139.51	160.91	51.45	188.34	217.23	69.45	139.51	160.91	51.45

Relativamente ai carichi orizzontali agenti derivanti da azioni esterne (vento e frenata), per gli appoggi della spalla sud si ottengono le seguenti sollecitazioni allo SLE e allo SLU:

	TI vento + [kN]	TI vento - [kN]	TII C. mobile e vento + [kN]	TII C. mobile e vento - [kN]	TIII vento+e frenata [kN]	TIII vento-e frenata [kN]	TIII frenata [kN]
Forza in X – vento, frenata, ecc.	35.44	-35.44	21.26	-21.26	-69.92	-112.44	-91.18
Forza in Y – vento, frenata, ecc.	35.23	-63.48	21.14	-38.09	330.67	254.50	292.58

	A1 - UI vento + [kN]	A1 - UI vento - [kN]	A1 - UII C. mobile e vento + [kN]	A1 - UII C. mobile e vento - [kN]	A1 - UIII vento+e frenata [kN]	A1 - UIII vento-e frenata [kN]	A1 - UIII frenata [kN]
Forza in X – vento, frenata, ecc.	53.16	-53.16	31.89	-31.89	-104.88	-168.67	-136.77
Forza in Y – vento, frenata, ecc.	52.85	-95.21	31.71	-57.13	470.58	381.74	438.87

	A2 - UI vento + [kN]	A2 - UI vento - [kN]	A2 - UII C. mobile e vento + [kN]	A2 - UII C. mobile e vento - [kN]	A2 - UIII vento+e frenata [kN]	A2 - UIII vento-e frenata [kN]	A2 - UIII frenata [kN]
Forza in X – vento, frenata, ecc.	46.07	-46.07	31.89	-31.89	-86.64	-150.43	-118.54
Forza in Y – vento, frenata, ecc.	45.80	-82.52	31.71	-57.13	412.06	323.23	380.35

Nelle tabelle a pagina seguente si riassumono le sollecitazioni derivanti dall'impalcato, dalla spalla e dal rilevato, ottenendo le combinazioni di carico con cui verificare la palificata di micropali:

▪ COMBINAZIONE A PONTE CARICO:

	SLE	A1 N _{max}	A1 N _{min}	A2 N _{max}	A2 N _{min}
	kN - kNm	kN - kNm	kN - kNm	kN - kNm	kN - kNm
Peso totale fondazione	1443.02	1948.07	1491.85	1546.87	1443.02
Momento M _x dato da forze verticali	400.16	540.22	348.34	490.08	309.95
Forza orizzontale max // travi	112.44	168.67	168.67	150.43	150.43
Spinta del terreno (// travi)	160.90	217.22	217.22	203.92	203.92
Momento flettente TOTALE M _x	654.73	900.76	708.88	820.64	640.51
Forza orizzontale max ⊥ travi	330.67	470.58	381.74	412.06	323.23
Momento flettente TOTALE M _y	330.67	470.58	381.74	412.06	323.23

▪ COMBINAZIONI A PONTE SCARICO:

	SLE	A1 N _{min}	A2 N _{min}	SISMA
	kN - kNm	kN - kNm	kN - kNm	kN - kNm
Peso totale fondazione	1043.02	1091.85	1043.02	1043.02
Momento M _x dato da forze verticali	200.16	323.18	261.31	200.16
Forza orizzontale max // travi	35.44	53.16	46.07	35.44
Spinta del terreno (// travi)	160.90	217.22	203.92	160.90
Momento flettente TOTALE M _x	377.73	518.46	487.51	377.73
Forza orizzontale max ⊥ travi	63.48	95.21	95.21	63.48
Momento flettente TOTALE M _z	63.48	95.21	95.21	63.48

8.8 Ripartizione delle sollecitazioni sulla palificata di micropali

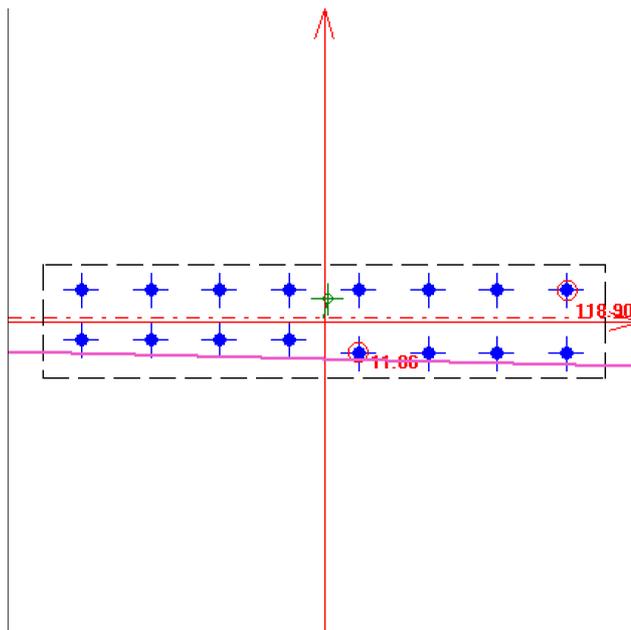
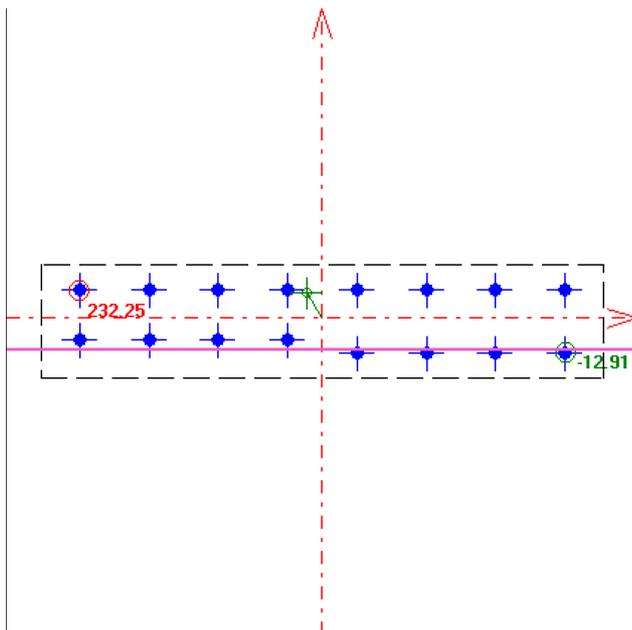
Mediante il software SEZIONI si ripartiscono le sollecitazioni sulla palificata, ottenendo per ciascuna combinazione (SLE, A1, A2) gli scarichi massimi a trazione e compressione dei singoli micropali:

COMBINAZIONE A1 – STATICA

$$\begin{aligned} N &= 1948.07 \text{ kN} \\ M_x &= 900.76 \text{ kNm} \\ M_y &= 470.58 \text{ kNm} \\ V &= (168.67^2 + 470.58^2)^{0.5} = 499.89 \text{ kN} \end{aligned}$$

COMBINAZIONE SISMICA

$$\begin{aligned} N &= 1043.02 \text{ kN} \\ M_x &= 377.73 \text{ kNm} \\ M_y &= 63.48 \text{ kNm} \\ V &= (35.44^2 + 63.48^2)^{0.5} = 72.70 \text{ kN} \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} N_{\max, \text{compr}} &= 232.25 \text{ kN} \\ N_{\max, \text{traz}} &= -12.91 \text{ kN} \\ V &= 499.89/16 = 31.24 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{\max, \text{compr}} &= 118.90 \text{ kN} \\ N_{\min, \text{cpmpr}} &= 11.06 \text{ kN} \\ V &= 72.70/16 = 4.54 \text{ kN} \end{aligned}$$

8.8.1 Caratteristiche geometriche

Caratteristiche geometriche del micropalo:

Diametro di perforazione:	D	=	200	mm
Lunghezza del micropalo:	L	=	14.00	m
Lunghezza di calcolo:	L _s	=	12.80	m
Diametro tubolare d'armatura:	d _{ext}	=	168.3	mm
Spessore tubolare:	s	=	10	mm
Area dell'armatura:	A _{arm}	=	4973	mm ²
Area a taglio:	A _v = 2A _{arm} /π	=	3166	mm ²
Momento d'inerzia:	J	=	1564	cm ⁴
Modulo di resistenza:	W	=	185.9	cm ³

Materiali:

Acciaio d'armatura:	Tipo		S355
Tensione di snervamento:	f_y	=	355 N/mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza:	γ_m	=	1.05
Tensione ammissibile acciaio:	σ_{lim}	=	338
Modulo elastico armatura:	E_{arm}	=	210000 MPa

8.8.2 Combinazione A1+M1+R3 – statica

Cautelativamente, si va a sommare alla sollecitazione di progetto del micropalo, la reazione dovuta al peso proprio della trave T4 che grava direttamente su di esso.

Sollecitazioni:

Carico assiale:	N_{Ed}	=	232.25 kN
Peso proprio trave T ₁ : 1.35 x 274.80 kN	N_{Ed}	=	370.99 kN

Carico assiale complessivo	$N_{Ed,tot}$	=	603.24 kN
Taglio:	V_{Ed}	=	31.24 kN

Capacità portante

Il carico limite del micropalo viene valutato con il *metodo di Bustamante e Doix* (1985). Il metodo si basa sulla correlazione tra i risultati delle prove penetrometriche (N_{SPT}) e la resistenza laterale unitaria s .

$$Q_1 = \sum_i \pi \cdot D_{s_i} \cdot s_i \cdot l_{s_i}$$

La resistenza alla punta del micropalo viene valutata come percentuale della resistenza laterale, in particolare:

$$Q_B = 10 \div 15\% \cdot Q_1$$

Num STR (-)	Tipo di terreno	Spes. l_s (m)	Prova N_{SPT}	Coeff. α (-)	D_{equiv} αD_P (m)	Quote strato		Res. lat. s_i media (kN/m ²)	Res. lat. s_i prog (kN/m ²)	ΔQ_s (kN)
						z_i (m)	z_f (m)			
1	Limo sabbioso	2.80	18	1.15	0.23	1.20	4.00	110	56.26	113.84
2	Sabbia fine	3.70	17	1.20	0.24	4.00	7.70	90	46.04	128.43
3	Ghiaia e sabbia	6.30	40	1.30	0.26	7.70	14.00	210	107.42	552.76

dove:

- α = coefficiente di amplificazione per il diametro di perforazione;
- D_{equiv} = diametro maggiorato in funzione della tecnica di iniezione ($D_{equiv} = \alpha D_P$);
- l_s = spessore dei singoli strati di terreno omogeneo;
- s = resistenza tangenziale all'interfaccia fra zona iniettata e terreno;
- A_s = superficie laterale dell'i-esimo strato.

Nella verifica a capacità portante si trascura il contributo alla resistenza laterale offerto dai primi 1,20m di terreno in quanto il micropalo è ammorsato al di sotto della fondazione della spalla. Il coefficiente di correlazione ξ , funzione delle verticali indagate, è pari a 1.70. Il coefficiente parziale γ_R (R3) da applicare alle resistenze caratteristiche è pari a 1,15 (laterale in compressione).

Resistenza totale di progetto in compresione:

$$Q_{Rd} = \frac{\frac{Q_{sk} + Q_{tk}}{\gamma_1} + \frac{Q_b}{\gamma_b}}{\xi_{3,4}}$$

Resistenza totale di progetto in trazione:

$$Q_{Rd} = \frac{Q_{sk}}{\gamma_1 \cdot \xi_{3,4}}$$

$$\begin{aligned} \text{Resistenza laterale di progetto:} & \quad Q_{sd} = 113.84 + 128.43 + 552.76 = 795.02 \text{ kN} \\ \text{Resistenza di base di progetto:} & \quad Q_{td} = 0.10 \times 795 = 79.50 \text{ kN} \\ \text{Carico limite in compressione:} & \quad Q_{Rd} = 874.53 > 603.24 \text{ kN} \rightarrow \eta = 1.45 > 1.00 \end{aligned}$$

La portanza del micropalo risulta verificata.

Verifica alle forze orizzontali

La lunghezza caratteristica del palo viene valutata attraverso una relazione lineare tra cedimento di un punto della superficie limite e la pressione agente nello stesso punto (modello di Winkler). Risolvendo l'equazione del IV ordine della trave elastica su suolo elastico si ricava:

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}} = 0.743 \text{ [1/m]}$$

Nel calcolo si è assunto una costante di Winkler pari a 20 N/cm^3 , valore cautelativo adatto nel caso di sabbie immerse con stato di addensamento elevato.

La verifica alle forze orizzontali del micropalo viene svolta considerando il valore del momento agente in testa, ipotizzando la testa del palo impedita di ruotare.

$$M = \frac{T}{2 \cdot b} = 21.03 \text{ kNm}$$

Verifiche strutturali del micropalo

Le tensioni normali e tangenziali del tubolare d'armatura vengono determinate dalle relazioni:

$$\sigma = \frac{N}{A_{arm}} \pm \frac{M}{W_{arm}} \quad \text{e} \quad \tau = \frac{2 \cdot T}{A_{arm}}$$

ottendo:

$$\begin{aligned} - \sigma_{max} &= 234.44 \text{ N/mm}^2 \\ - \sigma_{min} &= 8.16 \text{ N/mm}^2 \\ - \tau &= 12.56 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Con tali sollecitazioni è possibile ricavare la tensione ideale equivalente del criterio di rottura di Von Mises:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = 235.45 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{adm} = 338 \text{ N/mm}^2$$

La verifica del tubolare d'armatura ($\Phi 168.3 \text{ mm} / 10\text{mm}$) risulta soddisfatta.

8.8.3 Combinazione sismica

Sollecitazioni:

Carico assiale:	N_{Ed}	=	118.90 kN
Peso proprio trave T_1 : 1.35 x 274.80 kN	N_{Ed}	=	370.99 kN
<hr/>			
Carico assiale complessivo	$N_{Ed,tot}$	=	489.89 kN
Taglio:	V_{Ed}	=	4.54 kN

Capacità portante

Il carico limite del micropalo viene valutato con il *metodo di Bustamante e Doix* (1985). Il metodo si basa sulla correlazione tra i risultati delle prove penetrometriche (N_{SPT}) e la resistenza laterale unitaria s .

$$Q_1 = \sum_i \pi \cdot D s_i \cdot s_i \cdot l s_i$$

La resistenza alla punta del micropalo viene valutata come percentuale della resistenza laterale, in particolare:

$$Q_B = 10 \div 15\% \cdot Q_1$$

Num STR (-)	Tipo di terreno	Spes. l_s (m)	Prova N_{SPT}	Coeff. α (-)	D_{equiv} αD_p (m)	Quote strato		Res. lat. s_i media (kN/m ²)	Res. lat. s_i calc (m ²)	ΔQ_s (kN)
						z_i (m)	z_f (m)			
1	Limo sabbioso	2.80	18	1.15	0.23	1.20	4.00	110	56.26	113.84
2	Sabbia fine	3.70	17	1.20	0.24	4.00	7.70	90	46.04	128.43
3	Ghiaia e sabbia	6.30	40	1.30	0.26	7.70	14.00	210	107.42	552.76

Nella verifica a capacità portante si trascura il contributo alla resistenza laterale offerto dai primi 1,20m di terreno in quanto il micropalo è ammorsato al di sotto della fondazione della spalla. In accordo al punto 7.11.1 del DM, il coefficiente di correlazione ξ è pari a 1.70 mentre il coefficiente parziale γ_R (R3) da applicare alle resistenze caratteristiche è pari a 1,15 (laterale in compressione).

Resistenza totale di progetto in compressione:

$$Q_{Rd} = \frac{Q_{sk} + Q_{tk}}{\xi \cdot \gamma_{3,4}}$$

Resistenza totale di progetto in trazione:

$$Q_{Rd} = \frac{Q_{sk}}{\gamma_1 \cdot \xi_{3,4}}$$

Resistenza laterale di progetto: $Q_{sd} = 113.84 + 128.43 + 552.76 = 795.02$ kN
 Resistenza di base di progetto: $Q_{td} = 0.10 \times 795 = 79.50$ kN

Carico limite in compressione: $Q_{Rd} = 874.53 > 489.89$ kN $\rightarrow \eta = 1.79 > 1.00$

La portanza del micropalo risulta verificata.

Verifica alle forze orizzontali

La lunghezza caratteristica del palo viene valutata attraverso una relazione lineare tra cedimento di un punto della superficie limite e la pressione agente nello stesso punto (modello di Winkler). Risolvendo l'equazione del IV ordine della trave elastica su suolo elastico si ricava:

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}} = 0.743 [1/m]$$

Nel calcolo si è assunto una costante di Winkler pari a 20 N/cm³, valore cautelativo adatto nel caso di sabbie immerse con stato di addensamento elevato.

La verifica alle forze orizzontali del micropalo viene svolta considerando il valore del momento agente in testa, ipotizzando la testa del palo impedita di ruotare.

$$M = \frac{T}{2 \cdot b} = 3.06 \text{ kNm}$$

Verifiche strutturali del micropalo

Le tensioni normali e tangenziali del tubolare d'armatura vengono determinate dalle relazioni:

$$\sigma = \frac{N}{A_{\text{arm}}} \pm \frac{M}{W_{\text{arm}}} \quad \text{e} \quad \tau = \frac{2 \cdot T}{A_{\text{arm}}}$$

ottendo:

- $\sigma_{\text{max}} = 114.95 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_{\text{min}} = 82.06 \text{ N/mm}^2$
- $\tau = 1.83 \text{ N/mm}^2$

Con tali sollecitazioni è possibile ricavare la tensione ideale equivalente del criterio di rottura di Von Mises:

$$\sigma_{\text{id}} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = 114.99 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{\text{adm}} = 338 \text{ N/mm}^2$$

La verifica del tubolare d'armatura (Φ 168.3 mm /10mm) risulta soddisfatta.

8.9 Dimensionamento della piattabanda di fondazione

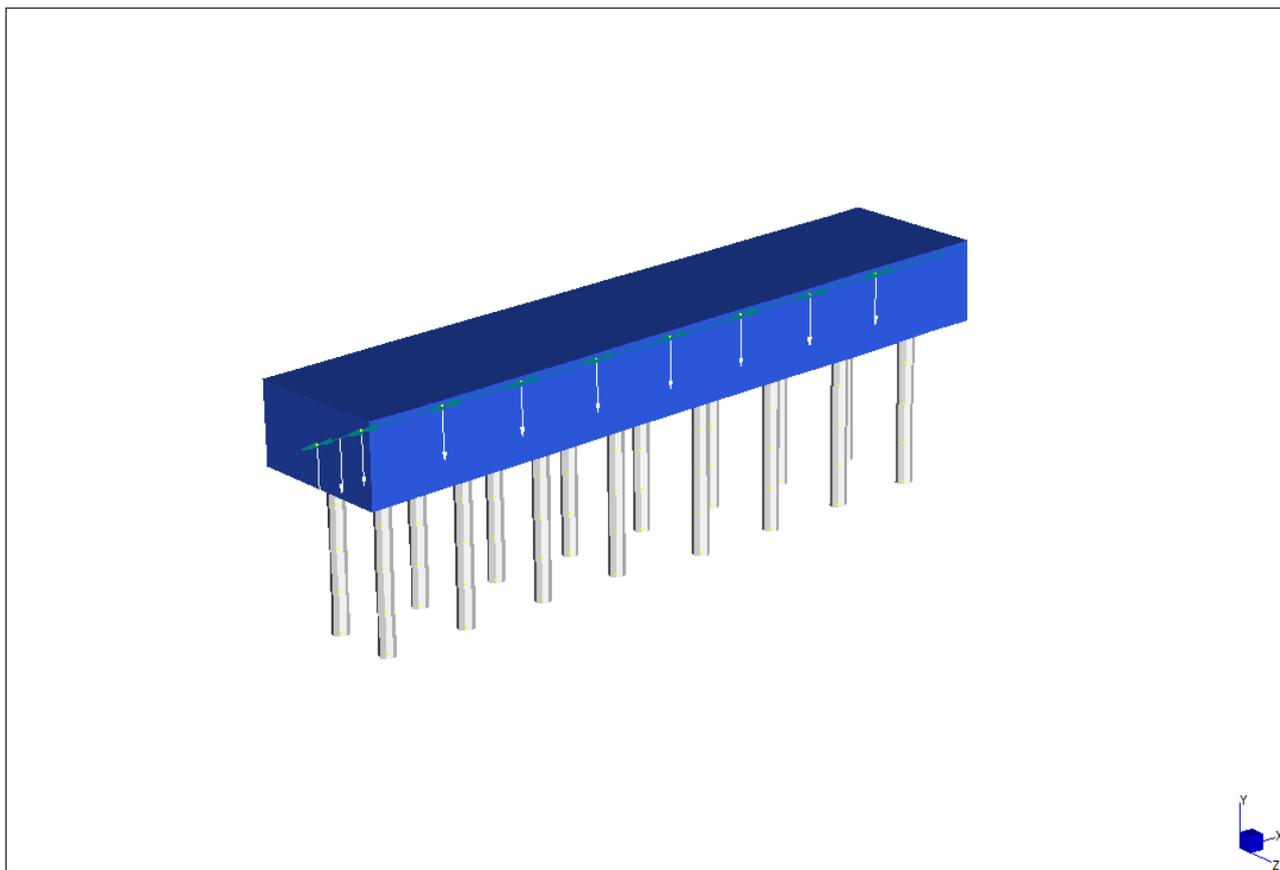


Figura 2: Modello EF della spalla sud – Straus7

8.9.1 Analisi delle sollecitazioni

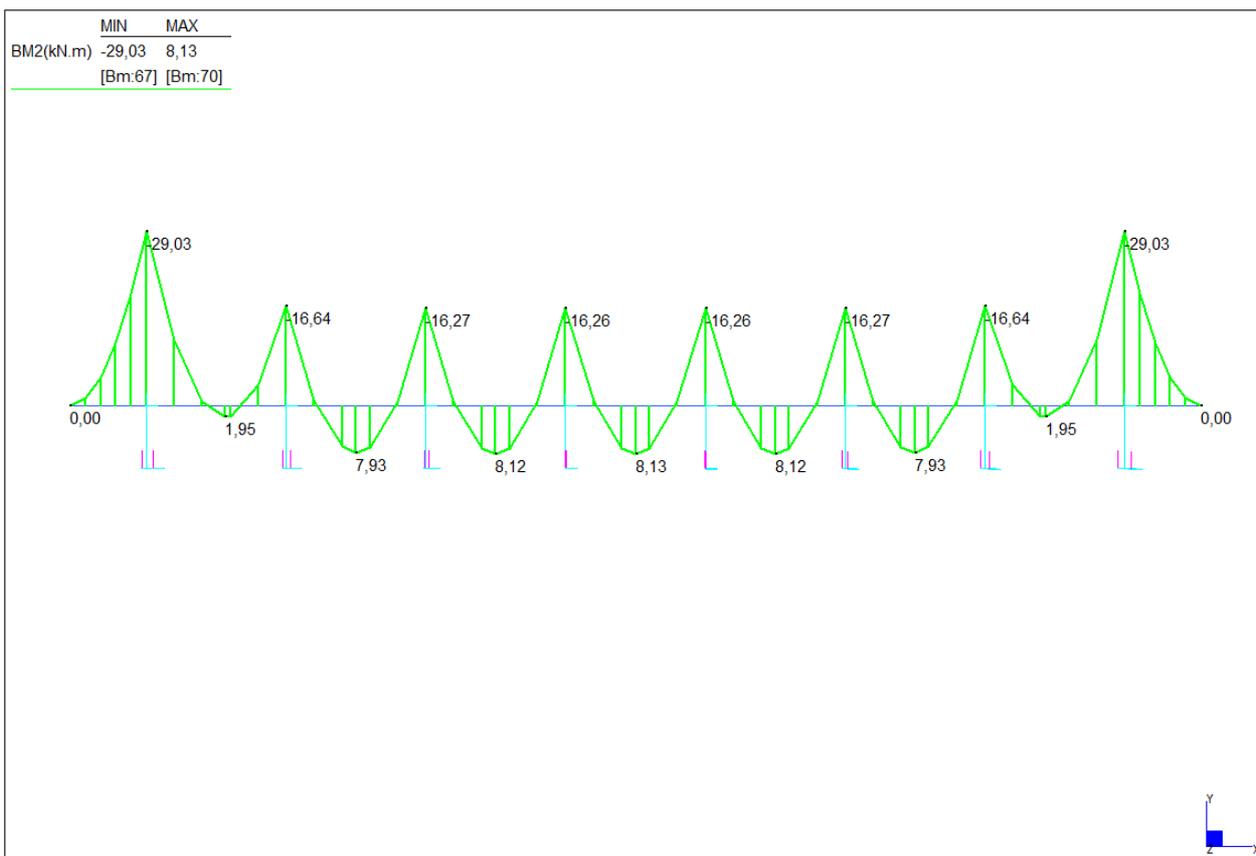


Figura 3: Momento flettente - Combinazione S.L.E. - M^{+}_{max}

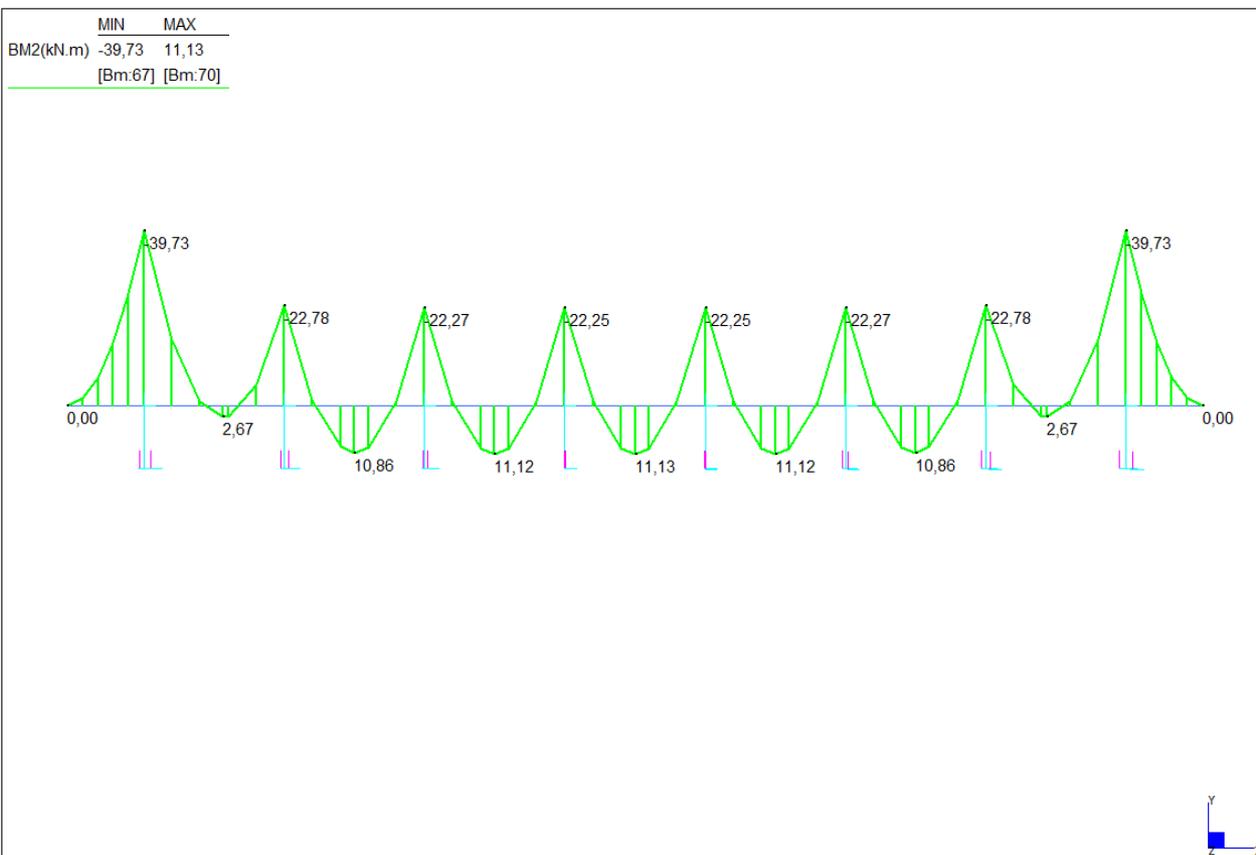


Figura 4: Momento flettente - Combinazione S.L.U. - M^{+}_{max}

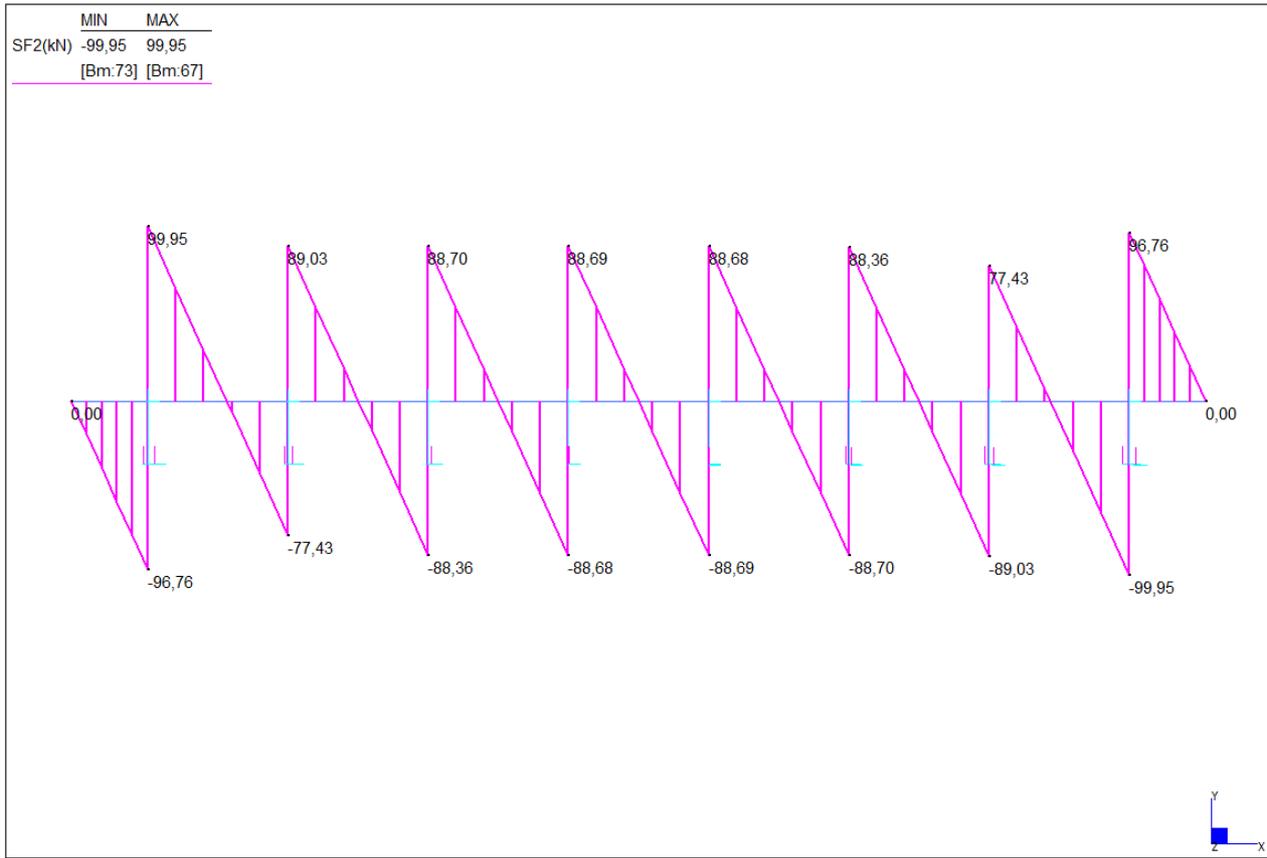


Figura 5: Taglio - Combinazione S.L.E. - V_{max}

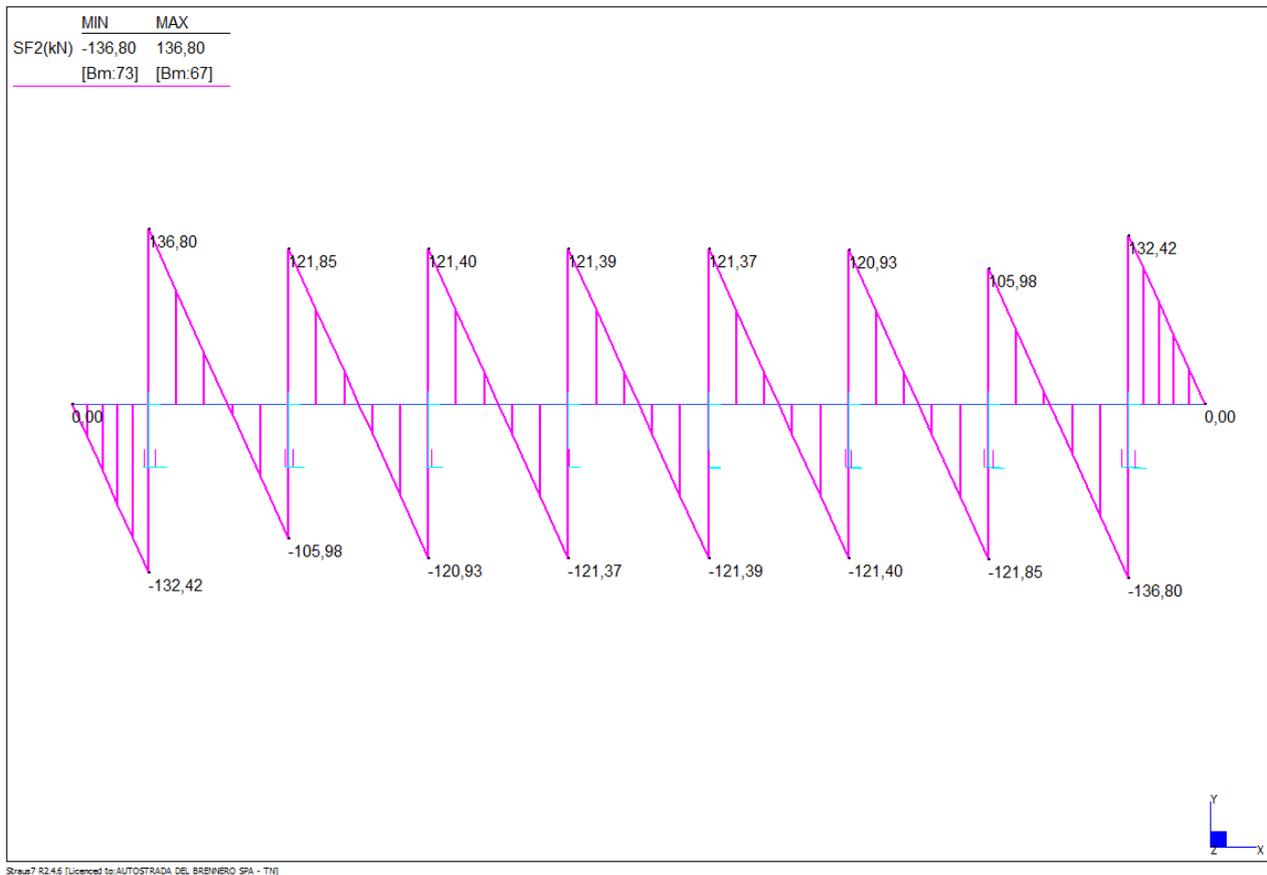


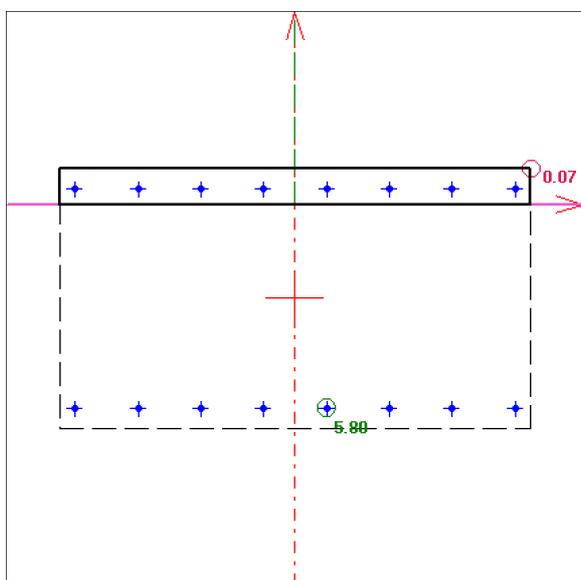
Figura 6: Taglio - Combinazione S.L.U. - V_{max}

	M+ [kNm]	M- [kNm]	V [kN]
SLE	8.12	-29.03	99.95
SLU - A1	11.13	-39.73	136.80

8.9.2 Verifica a flessione

Base	b	= 180 cm
Altezza	h	= 100 cm
Altezza utile	d	= 92 cm
Armatura sup.	A' _s	= 8 ϕ 16 = 16,08 cm ²
Armatura inf.	A _s	= 8 ϕ 16 = 16,08 cm ²

Stato Limite di Esercizio

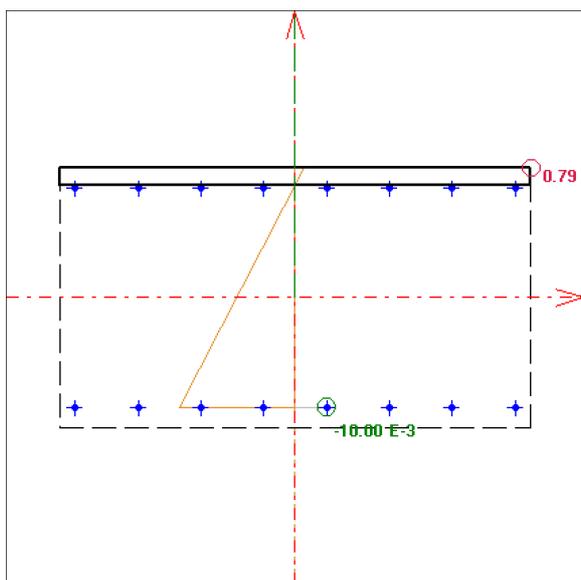


$$M_{Sd, SLE} = 8,12 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 0,07 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 5,80 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

Stato Limite Ultimo



Condizione di carico n. 1

Con: sforzo normale sollecitante $N_{us} = 0.00 \text{ kN}$
rapporto $M_{yu}/M_{xu} = 0.0000$ (alfa = 90.0°)

I momenti flettenti resistenti risultano:

$$M_{xur} = 566.64 \text{ kNm}$$

$$M_{yur} = 0.00 \text{ kNm}$$

Campo 2 max eps c = 0.786 E-3
min eps s = -10.000 E-3 (<0 = trazione)

Distanza asse neutro dal vertice più compresso $x = 6.7 \text{ cm}$
 $x/d = 0.0728$ $x/h = 0.0670$ ($d = 92.0$ $h = 100.0 \text{ cm}$)

Angolo dall'asse X alla normale all'asse neutro = 90.0000°

OK

Traccia calcolo...

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione, risulta un momento ultimo resistente:

$$M_{Rd} = 566,64 \text{ kNm} > M_{Sd, SLU} = 11,13 \text{ kNm}$$

8.9.3 Verifica a taglio

Il taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$V_{Sd} = 136.80 \text{ kN}$$

Si esegue la verifica allo SLU della sezione con armature trasversali resistenti al taglio.

$$R_{ck} = 35.0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = 16.5 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza di calcolo a compressione del cls}$$

$$f'_{cd} = 8.2 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza a compress. ridotta del cls d'anima}$$

$$f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2 \text{ tensione di calcolo dell'acciaio}$$

$$b_w = 180 \text{ cm} \text{ larghezza minima della sezione}$$

$$h = 100 \text{ cm} \text{ altezza della sezione}$$

$$c = 8.0 \text{ cm} \text{ copriferro}$$

$$d = 92.0 \text{ cm} \text{ altezza utile della sezione}$$

$$\theta = 45^\circ \text{ inclinazione dei puntoni di calcestruzzo}$$

$$A_{sw} = 4.52 \text{ cm}^2 \text{ area dell'armatura trasversale} = 4 \text{ } \varnothing 12$$

$$s = 20 \text{ cm} \text{ interasse tra due armature trasversali consecutive}$$

$$\alpha = 90^\circ \text{ angolo di inclinazione dell'armatura trasversale}$$

$$\sigma_{cp} = 0.00 \text{ N/mm}^2 \text{ tensione media di compressione nella sezione}$$

$$\sigma_{cp}/f_{cd} = 0.00$$

$$\alpha_c = 1.00$$

Resistenza di calcolo del calcestruzzo d'anima:

$$V_{Rcd} = 6134 \text{ kN} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

Resistenza di calcolo dell'armatura trasversale:

$$V_{Rsd} = 733 \text{ kN} = 0,9 d A_{sw}/s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \sin\alpha$$

Verifica:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) = 733 \text{ kN} > 136.80 \text{ kN} = V_{Sd}$$

La verifica a taglio è ampiamente soddisfatta.

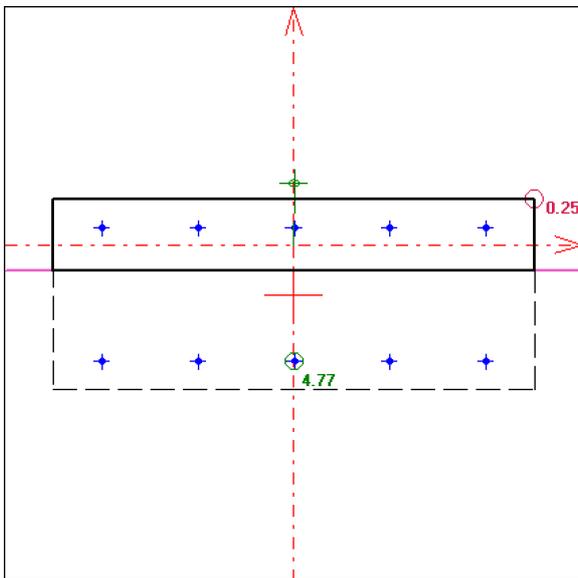
8.10 Verifica della trave paragliaia

Peso del paragliaia:	$25 \text{ kN/m}^3 \times 1.65 \text{ m} \times 0.40 \text{ m}$	W_p	= 16.50 kN/m
Spinta del terreno:	$\frac{1}{2} \times (19.0 \times 1.65^2 \times 0.27)$	S_a	= 6.98 kN/m
Momento dovuto alla spinta del terreno:	$6.98 \times 1.65/3 \text{ m}$	M_s	= 3.84 kNm/m

8.10.1 Verifica a flessione

Base	b	= 100 cm
Altezza	h	= 40 cm
Altezza utile	d	= 34 cm
Armatura sup.	A'_s	= 5 ϕ 16 = 10,05 cm ²
Armatura inf.	A_s	= 5 ϕ 16 = 10,05 cm ²

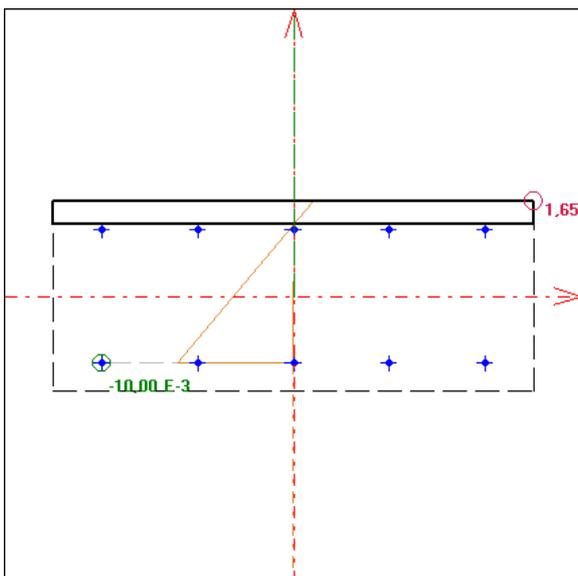
Stato Limite di Esercizio



$$\sigma_c = 0,25 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 4,77 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

Stato Limite Ultimo



Condizione di carico n. 1

Con: sforzo normale sollecitante $N_{us} = 0,00 \text{ kN}$
 rapporto $M_{yu}/M_{xu} = 0,0000$ (alfa = 90,0°)

I momenti flettenti resistenti risultano:
 $M_{xur} = 130,15 \text{ kNm}$
 $M_{yur} = 0,00 \text{ kNm}$

Campo 2 max eps c = 1,651 E-3
 min eps s = -10,000 E-3 (<0 = trazione)

Distanza asse neutro dal vertice più compresso x = 4,82 cm
 $x/d = 0,1417$ $x/h = 0,1204$ (d = 34,0 h = 40,0 cm)

Angolo dall'asse X alla normale all'asse neutro = 90,0000°

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione, risulta un momento ultimo resistente:

$$M_{Rd} = 130,15 \text{ kNm} > M_{Sd, SLU} = 1.35 \times 3.84 = 5,18 \text{ kNm}$$

8.10.2 Verifica a taglio

Il taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$V_{Sd} = 1.35 \times 6.98 = 9.42 \text{ kN}$$

Si esegue la verifica allo SLU della sezione nell'ipotesi di sezione priva di armature trasversali resistenti al taglio.

$$V_{Sd} = 9.42 \text{ kN}$$

$$R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 29.1 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza caratteristica a compressione del cls} = 0,83 R_{ck}$$

$$f_{cd} = 16.5 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza di calcolo a compressione del cls} = 0,85 f_{ck} / 1,5$$

$$b_w = 100.0 \text{ cm} \text{ larghezza minima della sezione}$$

$$d = 34.0 \text{ cm} \text{ altezza utile della sezione}$$

$$A_{sl} = 10.05 \text{ cm}^2 \text{ area dell'armatura longitudinale} \quad 5 \quad \phi \quad 16$$

$$k = 1.77 = 1 + (20/d)^{1/2} \leq 2,0$$

$$\rho_1 = 0.003 = A_{sl} / (b_w d) \leq 0,02$$

$$v_{min} = 0.44 = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

$$\sigma_{cp} = 0.00 \text{ N/mm}^2 \text{ tensione media di compress. nella sezione} \leq 0,2 f_{cd}$$

Resistenza di calcolo del calcestruzzo:

$$V_{Rcd} = 147.64 \text{ kN} = [0,18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / 1,5 + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d$$

$$V_{Rcd,min} = 151 \text{ kN} = (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d$$

Verifica:

$$V_{Rd} = \max (V_{Rcd}) = 150.6 \text{ kN} > 9.42 \text{ kN} = V_{Sd}$$