


**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"

1.3.2	<p>RELAZIONI Relazioni di calcolo Viadotto Zuane</p>
-------	---

0	MAG-2022	EMISSIONE	F. OSS PAPOT	F. OSS PAPOT	C. COSTA
REVISIONE:	DATA:	DESCRIZIONE:	REDAZIONE:	VERIFICA:	APPROVAZIONE:
DATA: MAGGIO 2008			<p>DIREZIONE TECNICA GENERALE</p>		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	3
1.3 Descrizione della nuova struttura	5
1.3.1 Impalcato	5
1.3.2 Appoggi	5
1.3.3 Spalle e pile	6
1.4 Caratteristiche dei materiali	7
1.4.1 Calcestruzzo per pali di fondazione	7
1.4.2 Calcestruzzo per opere di fondazione	7
1.4.3 Calcestruzzo per opere di elevazione	7
1.4.4 Calcestruzzo per soletta impalcato	7
1.4.5 Acciaio per cemento armato	8
1.4.6 Carpenteria metallica	8
1.4.7 Pioli 8	
1.4.8 Copriferrì	8
1.5 Normativa di riferimento	9
1.6 Unità di misura	9
1.7 Metodo di calcolo	9
1.7.1 Codici di calcolo	9
1.7.2 Analisi statica	10
1.7.3 Analisi sismica	10
1.7.4 Combinazioni di carico	13
1.7.5 Sistema di vincolo	16
2. ANALISI DEI CARICHI	17
2.1 Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento	17
2.1.1 Vita nominale	17
2.1.2 Classe d'uso	17
2.1.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica	17
2.2 Azioni permanenti	17
2.2.1 Peso proprio degli elementi strutturali – g1	17
2.2.2 Carichi permanenti portati – g2	18
2.3 Deformazioni impresse	18
2.3.1 Effetti reologici: ritiro e viscosità ϵ_2	18
2.3.2 Variazioni termiche ϵ_3	19
2.4 Azioni variabili da traffico q1	19
2.4.1 Definizione delle corsie convenzionali	19
2.4.2 Schemi di carico	20
2.4.3 Calcolo delle strutture secondarie di impalcato	21
2.5 Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione- q3	22

2.6 Azione della neve - q5	22
2.6.1 Valore caratteristico del carico neve al suolo	22
2.6.2 Coefficiente di esposizione e coefficiente termico	22
2.7 Azione del vento - q5	23
2.7.1 Velocità di riferimento.....	23
2.7.2 Pressione del vento	23
2.7.3 Coefficiente di esposizione	23
2.7.4 Coefficienti di forma	24
2.8 Azioni sismiche- q6	25
2.8.1 Stati limite e relative probabilità di superamento	26
2.8.2 Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche	27
2.8.3 Valutazione dell'azione sismica	27
2.8.3.1 Spettro di risposta elastico in accelerazione	27
2.8.4 Spettro di progetto.....	29
2.9 Azione dell'urto.....	31

3. IMPALCATO **34**

3.1 Caratteristiche geometriche della sezione.....	34
3.1.1 Classificazione della sezione.....	36
3.1.2 Considerazioni sulla compatibilità tra travi esistenti e nuove travi	37
3.2 Analisi dei carichi	38
3.2.1 Carichi permanenti	38
3.2.2 Ritiro e variazioni termiche.....	38
3.2.3 Carichi mobili (Q)	38
3.2.4 Sollecitazioni	41
3.3 Verifiche di resistenza (SLU)	41
3.3.1 Verifica a momento flettente.....	41
3.3.2 Verifica a taglio	43
3.3.3 Interazione tra momento e taglio in campo plastico.....	43
3.3.4 Verifica di resistenza della connessione trave - soletta	43
3.3.4.1 Caratteristiche e limitazioni dimensionali	43
3.3.4.2 Resistenza di progetto dei connettori	44
3.3.4.3 Valutazione delle sollecitazioni e verifica.....	45
3.3.4.4 Verifica dell'armatura trasversale	49
3.4 Stati limite ultimi di stabilità per la sezione metallica	50
3.4.1 Verifica di stabilità del corrente compresso	50
3.4.2 Verifiche di stabilità dell'anima	52
3.4.2.1 Verifica all'imbozzamento dei pannelli d'anima	52
3.4.2.2 Verifica per carichi concentrati	52
3.4.2.3 Irrigidimenti trasversali	52
3.5 Stato limite ultimo di fatica	53
3.5.1 Verifica della trave 1.....	54
3.5.2 Verifica della trave 2.....	55
3.5.3 Verifica della trave 3.....	55
3.5.4 Verifica dei connettori.....	56

3.6 Verifiche agli stati limite di esercizio	57
3.6.1 Verifiche tensionali	57
3.6.1.1 Trave 1	57
3.6.1.2 Trave 2	58
3.6.1.3 Trave 3	59
3.6.2 Verifica della connessione trave – soletta agli stati limite di esercizio	60
3.6.3 Stato limite di deformazione.....	63

4. SOLETTA **65**

4.1 Caratteristiche dei materiali	65
4.2 Fase provvisoria	66
4.2.1 Analisi dei carichi.....	66
4.2.2 Verifiche delle predalles centrali	66
4.2.3 Verifica della lastra tra i tralicci.....	68
4.3 Fase definitiva	69
4.3.1 Analisi dei carichi.....	69
4.3.2 Caratteristiche della sezione e dei materiali.....	70
4.3.2.1 Sezione	70
4.3.2.2 Caratteristiche dei materiali	71
4.3.3 Campata.....	71
4.3.3.1 Schema statico	71
4.3.3.2 Sollecitazioni.....	72
4.3.3.3 Verifiche strutturali	72
4.3.4 Sbalzo esterno	74
4.3.4.1 Schema statico	74
4.3.4.2 Sollecitazioni.....	74
4.3.4.3 Verifiche strutturali	75
4.3.5 Campo interno adiacente all'impalcato esistente.....	75
4.3.5.1 Schema statico	75
4.3.5.2 Sollecitazioni.....	75
4.3.5.3 Verifiche strutturali	75

5. SOLETTA DI COLLEGAMENTO **77**

5.1.1 Sezione e schema statico.....	77
5.1.2 Caratteristiche dei materiali	77
5.2 Criterio di calcolo	77
5.3 Momento flettente e taglio.....	78
5.3.1 Carichi permanenti	78
5.3.2 Carichi mobili	79
5.4 Sforzo normale.....	81
5.4.1 Dilatazioni termiche.....	81
5.4.2 Ritiro.....	81
5.4.3 Frenata.....	82
5.5 Verifiche a tensoflessione	82
5.5.1 Verifiche allo stato limite di esercizio	82
5.5.2 Verifiche allo stato limite ultimo	82

5.6 Verifica a fatica.....	83
5.7 Verifica allo stato limite di fessurazione.....	84
5.8 Verifica a taglio	85
5.8.1 Verifica allo stato limite ultimo	86

6. TRAVERSI 87

6.1 Verifica del traverso di collegamento	87
6.1.1 Sollecitazioni	88
6.1.1 Caratteristiche della sezione e dei materiali.....	88
6.1.1.1 Sezione (traversi di mezzera e ai quarti).....	88
6.1.1.2 Caratteristiche dei materiali	89
6.1.2 Verifiche strutturali.....	89
6.2 Verifica dei traversi di acciaio.....	91
6.2.1 Sollecitazioni	92
6.2.2 Caratteristiche della sezione e dei materiali.....	92
6.2.2.1 Sezione	92
6.2.2.2 Caratteristiche dei materiali	93
6.2.3 Verifiche strutturali.....	93
6.2.3.1 Verifica a flessione	93
6.2.3.2 Verifica a taglio.....	93
6.2.3.3 Verifica a fatica.....	93

7. APPOGGI 95

7.1 Caratteristiche degli apparecchi di appoggio.....	95
7.2 Forze agenti sugli appoggi – carichi statici	96
7.3 Forze agenti sugli appoggi – azione sismica	99

8. VERIFICA DELLE PILE 101

8.1 Verifica del pulvino	102
8.1.1 Sezione e schema statico.....	102
8.1.2 Caratteristiche dei materiali	103
8.1.3 Analisi dei carichi.....	103
8.1.4 Sollecitazioni	103
8.1.5 Verifiche strutturali.....	103
8.2 Verifica della colonna nuova	106
8.2.1 Sezione e schema di calcolo.....	106
8.2.2 Caratteristiche dei materiali	106
8.2.3 Analisi dei carichi.....	106
8.2.4 Sollecitazioni corrispondenti alle singole azioni	109
8.2.5 Sollecitazioni risultanti dalla combinazione agli stati limite di esercizio.....	110
8.2.6 Sollecitazioni risultanti dalla combinazione agli stati limite ultimi.....	111
8.2.7 Verifiche strutturali.....	112
8.2.7.1 Verifica della sommità della colonna.....	112
8.2.7.1 Verifica della base della colonna	113

8.3	Verifica dell'elevazione della pila.....	115
8.3.1	Sezione e schema di calcolo.....	115
8.3.2	Caratteristiche dei materiali	116
8.3.3	Analisi dei carichi.....	116
8.3.4	Sollecitazioni corrispondenti alle singole azioni	119
8.3.4.1	Sezione di base.....	119
8.3.4.2	Sezione di sommità.....	121
8.3.5	Sollecitazioni risultanti dalla combinazione agli stati limite di esercizio.....	121
8.3.6	Sollecitazioni risultanti dalla combinazione agli stati limite ultimi.....	121
8.3.7	Verifiche strutturali.....	122
8.3.7.1	Fase statica (sezione di base).....	122
8.3.7.2	Fase sismica – sezione di base.....	123
8.3.7.3	Fase sismica – sezione di sommità.....	126
8.4	Verifica dei pali di fondazione	127
8.4.1	Sezione e schema di calcolo.....	127
8.4.2	Caratteristiche dei materiali	127
8.4.3	Analisi dei carichi e delle sollecitazioni	127
8.4.4	Carichi sui pali.....	128
8.4.5	Riassunto dei carichi sui pali	130
8.4.6	Verifiche dei pali nuovi.....	130
8.4.6.1	Verifiche geotecniche	130
8.4.6.2	Verifiche strutturali	130
8.4.7	Verifiche dei pali esistenti	133
8.4.7.1	Verifiche geotecniche	133
8.4.7.2	Verifiche strutturali	134
8.4.8	Considerazioni sui tiranti e micropali esistenti.....	136
8.5	Verifica della piattabanda	137
8.5.1	Sezione e schema statico.....	137
8.5.2	Caratteristiche dei materiali	138
8.5.3	Analisi dei carichi e sollecitazioni	138
8.5.4	Verifiche strutturali.....	140

9. VERIFICA DELLE SPALLE 142

9.1	Verifica della piattabanda	142
9.1.1	Sezioni e schema statico.....	142
9.1.2	Caratteristiche dei materiali	144
9.1.3	Sezione A-A	144
9.1.3.1	Analisi dei carichi	144
9.1.3.2	Sollecitazioni.....	144
9.1.4	Sezione B-B	145
9.1.4.1	Analisi dei carichi	145
9.1.4.2	Sollecitazioni.....	145
9.1.4.3	Verifiche.....	146
9.1.5	Sezioni C-C e D-D.....	148
9.1.5.1	Analisi dei carichi	148
9.1.5.2	Sollecitazioni.....	150
9.1.5.3	Verifiche.....	152

9.2 Verifica dei pali.....	155
9.2.1 Sezioni e schema statico.....	155
9.2.2 Caratteristiche dei materiali	155
9.2.3 Analisi dei carichi statici.....	156
9.2.4 Analisi dei carichi sismici.....	158
9.2.5 Sollecitazioni corrispondenti alle singole azioni	159
9.2.6 Sollecitazioni combinate.....	161
9.2.7 Verifiche geotecniche	164
9.2.8 Verifiche strutturali.....	164
9.2.8.1 Verifiche allo stato limite ultimo	165
9.2.8.1 Verifiche allo stato limite di esercizio	167
9.3 Verifica del paraghiaia.....	170
9.3.1 Sezione e schema di calcolo.....	170
9.3.2 Caratteristiche dei materiali	170
9.3.3 Analisi dei carichi.....	170
9.3.4 Verifica a flessione	172
9.3.5 Verifica a taglio	172
9.3.6 Verifiche della spalla esistente.....	173

1. PREMESSA

1.1 Descrizione della struttura esistente

La sovrastruttura del viadotto delle Zuane, della lunghezza totale di circa 96 metri, è costituita da due impalcati, uno per ciascuna carreggiata autostradale, uguali ed affiancati l'uno all'altro tra i quali è presente un giunto longitudinale. Il viadotto è ubicato in un tratto autostradale in curva con raggio di curvatura pari a 1600 metri.



Figura 1.1 Vista planimetrica stato di fatto

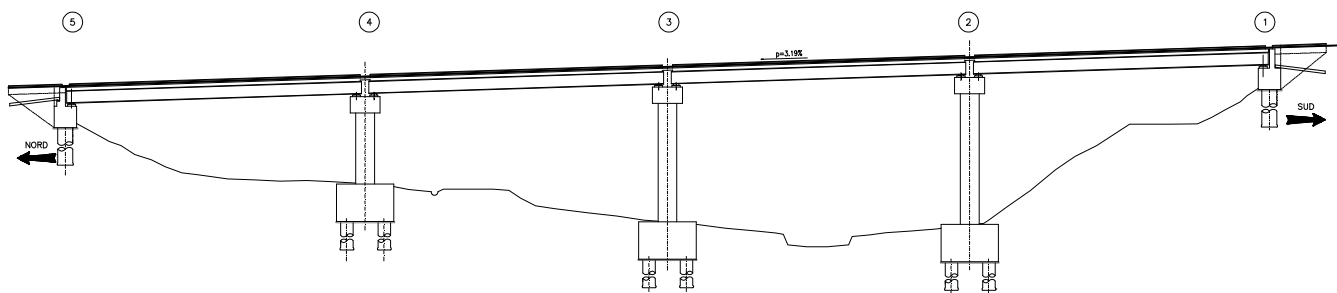


Figura 1.2 Sezione longitudinale

Recentemente sono stati eseguiti lavori di adeguamento statico e sismico del viadotto, grazie ai quali la struttura è stata riclassificata in I^a categoria ai sensi del D.M. 14 gennaio 2008, "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni".

L'adeguamento funzionale e strutturale ha riguardato la precompressione esterna delle travi longitudinali, il rinforzo della soletta mediante l'aumento di spessore da 20 a 26 cm, l'eliminazione dei giunti trasversali sulle pile mediante la realizzazione di solette di collegamento ad alta duttilità, la riconfigurazione dei cordoli, la sostituzione delle barriere di sicurezza, la sostituzione degli appoggi con dispositivi antisismici in grado di disaccoppiare il comportamento sismico trasversale e longitudinale, il rinforzo delle spalle e delle pile mediante tiranti ed il rinforzo delle pile.

Attualmente la sezione trasversale dell'opera è la seguente:

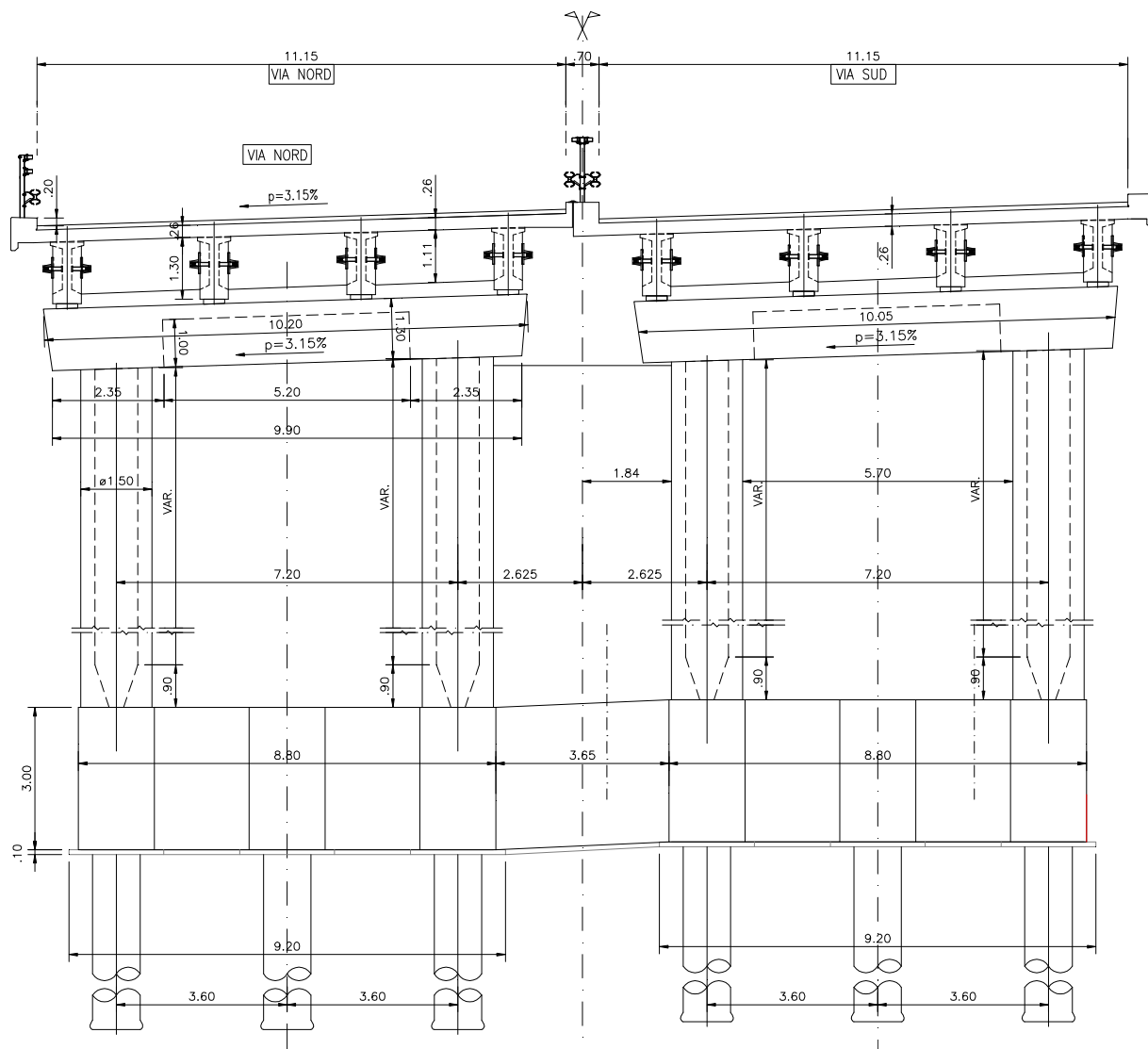


Figura 1.3 Sezione trasversale stato di fatto

Ciascun impalcato, a 4 luci uguali, è costituito da 4 travate isostatiche che appoggiano su due spalle e tre pile. La singola travata è formata da 4 travi longitudinali con luce teorica di 22.60 metri, da tre traversi di campata, da due traversi di testata e dalla soletta. Le travi, collegate tra loro per mezzo di solette di collegamento realizzate in un recente intervento di risanamento, hanno sezione a "doppio T" alta 1.30 metri e sono prefabbricate in c.a.p. La coazione è stata realizzata per ciascuna trave mediante 5 cavi post-tesi alloggiati entro guaine; tre cavi sono ancorati nella testata della trave e due in soletta. Recentemente le travi sono state rinforzate con un sistema di post-tensione esterno.

Anche i traversi sono precompressi mediante due cavi ciascuno, mentre la soletta è costruita in cemento armato ordinario.

Le pile e le spalle, anch'esse in cemento armato ordinario, sono fondate su pali $\phi 100$ cm, lunghi 27.0 m per le pile e 30.0 m per le spalle. L'elevazione della pila che sorregge entrambi gli impalcati è costituita da quattro colonne a sezione circolare cava collegate tra loro per mezzo di un setto di calcestruzzo di spessore pari a 50 cm; sulla sommità sono incastrate le due travi pulvino di calcestruzzo sulle quali appoggiano gli impalcati della carreggiata sud e nord. Alla base, le colonne sono connesse da un traverso a sezione rettangolare che costituisce la palettabanda dei pali di fondazione. L'intervento di rinforzo già citato ha interessato anche le fondazioni della pila con la realizzazione di un sistema di tiranti e micropali in grado di aumentare la resistenza della fondazione pila alle forze orizzontali trasversali.

Ciascuna spalla sorregge entrambi gli impalcati, ed è del tipo a parete cava, con piedritti costituiti dagli stessi pali di fondazione (diametro 1.00 metro), trave pulvino e trave paraghiaia. Anche la spalla è stata rinforzata recentemente con tiranti e micropali per garantire la resistenza della stessa alle forze orizzontali trasversali e longitudinali.

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 anche 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, l'ampliamento delle opere d'arte ricomprese nel tratto citato in oggetto (il ponte sul canale S.I.M.A. e il viadotto delle Zuane, oggetto di questa relazione di calcolo) 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 viadotto delle Zuane, è previsto che quest'ultimo venga allargato mediante la realizzazione di un nuovo impalcato affiancato all'attuale e connesso all'esistente.

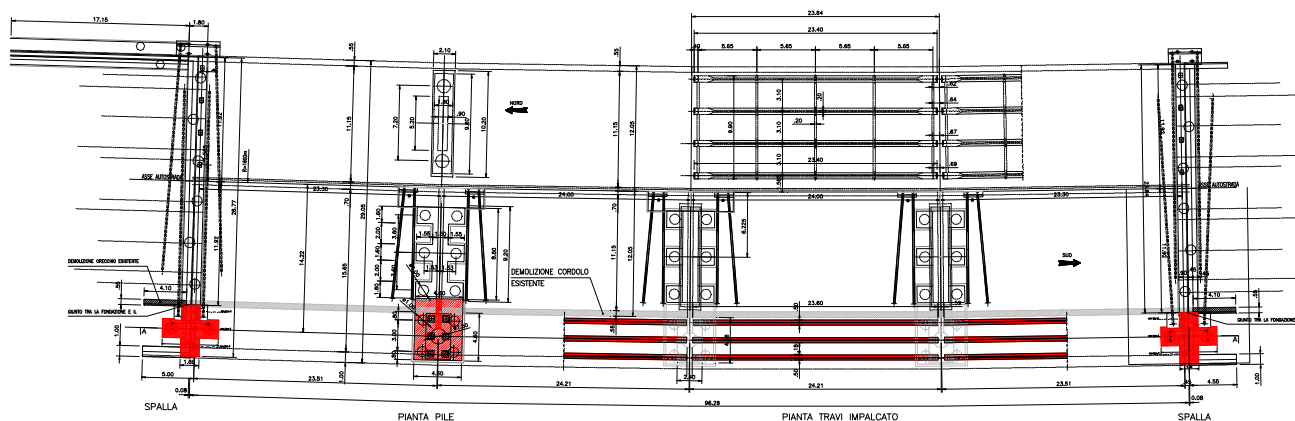


Figura 1.4 Pianta stato di progetto

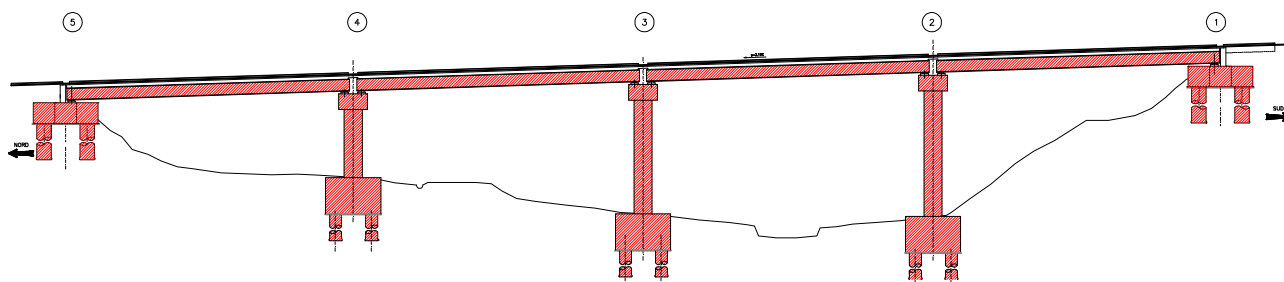


Figura 1.5 Sezione longitudinale stato di progetto

Il nuovo impalcato sarà realizzato con una struttura mista in acciaio-calcestruzzo. Le quattro travate saranno semplicemente appoggiate e collegate in corrispondenza delle pile da solette di

collegamento realizzate con calcestruzzo ad alta duttilità, in perfetta analogia alla struttura esistente della quale il nuovo impalcato costituisce l'allargamento.

Le singole travate saranno composte da 3 travi in acciaio S355J2W (Corten) collegate da traversi agli appoggi, in mezzeria ed ai quarti, e saranno completate dal getto di una soletta collaborante in cemento armato ordinario.

Le spalle dell'allargamento saranno in cemento armato ordinario fondate su pali di grosso diametro e le tre nuove pile, anch'esse in c.a., saranno collegate alla struttura esistente in corrispondenza della piattabanda, del setto verticale e del pulvino; la fondazione della pila sarà allungata lato carreggiata sud e saranno realizzati per ciascuna pila quattro nuovi pali di grosso diametro.

Per maggiori dettagli si rimanda al capitolo che segue.

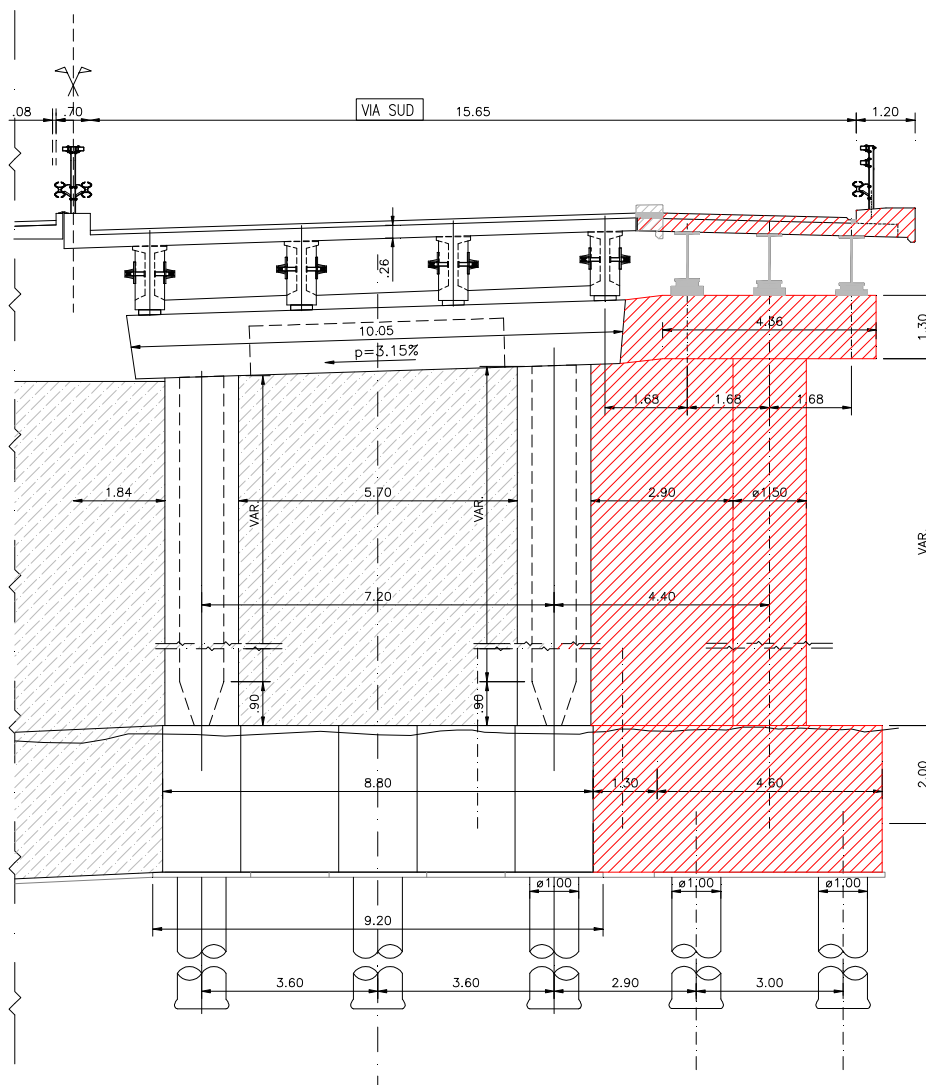


Figura 1.6 Sezione trasversale stato di progetto

1.3 Descrizione della nuova struttura

1.3.1 Impalcato

Il ponte è costituito attualmente da due carreggiate separate, ciascuna di larghezza paria a 11,15 m, in grado di ospitare due corsie di marcia da 3,75 m e una corsia di emergenza da 3,50 m. L'intervento prevede di allargare la carreggiata sud di 4,50 m in modo tale da realizzare una corsia di transito dedicata ai mezzi pesanti.

Il nuovo impalcato è costituito da tre travi a doppio T per ciascuna delle quattro campate; le singole travi, semplicemente appoggiate sulle tre pile e sulle due spalle, sono realizzate con struttura mista acciaio-calcestruzzo e caratterizzate da un'altezza complessiva uguale a 1,26 m.

Le caratteristiche geometriche della sezione corrente sono riportate in *Figura 1.7*.

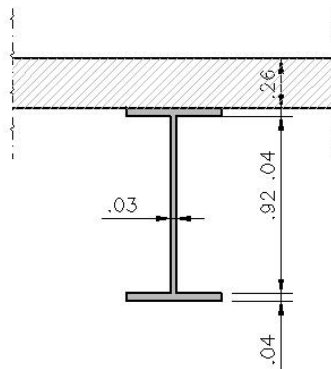


Figura 1.7 Sezione dell'impalcato

Le travi metalliche, poste ad interasse di 1,68 m, hanno altezza costante $h=1,00\text{m}$. La soletta, resa collaborante per mezzo di pioli tipo Nelsen, ha spessore pari a 0,26 e è caratterizzata da un sistema costruttivo "tipo prédalles".

Lo schema statico delle travi è quello di travi semplicemente appoggiate. Poichè la causa primaria di degrado delle opere d'arte è certamente da attribuirsi alla scarsa resistenza dei giunti di dilatazione e dei presidi idraulici di tenuta, al fine di garantire lo schema statico previsto e contemporaneamente evitare i giunti, i quattro impalcati saranno collegati longitudinalmente mediante una soletta secondaria di scavalco delle pile con caratteristiche di elevata duttilità, e rigidità di molto inferiore a quella delle travate principali. In tal modo la soletta di collegamento influisce in maniera trascurabile sulle rotazioni degli impalcati, che continuano perciò a comportarsi come travi semplicemente appoggiate. Contemporaneamente le sollecitazioni che vengono indotte nelle sezioni d'incastro della soletta di collegamento risultano sufficientemente esigue da essere agevolmente sopportate dalla stessa.

Lateralmente è previsto un cordolo di larghezza pari a 1,20 m, in grado di sostenere il sicurvia ed eventualmente in un prossimo futuro una barriera antirumore.

1.3.2 Appoggi

Per rispettare lo schema di vincolo attualmente presente sul viadotto e per fare in modo che l'allargamento non influisca negativamente sulle strutture esistenti, sono stati posizionati sulle spalle isolatori elastomerici e sulle pile appoggi tipo "Vasoflon". Si sono previsti appoggi di tipo multi-direzionale, secondo lo schema di vincolo illustrato in *Figura 1.8*:

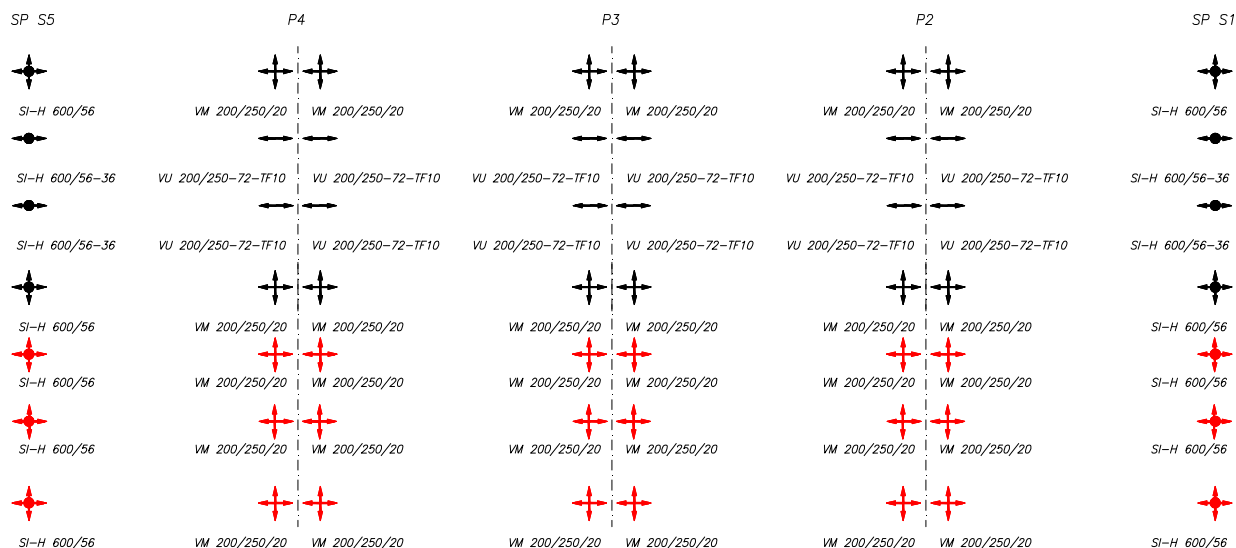


Figura 1.8 Schema di vincolo e tipologia degli appoggi

In questo modo il ponte è sismicamente isolato in direzione longitudinale e le forze orizzontali in questa direzione sono unicamente affidate alle spalle; in direzione trasversale le forze orizzontali si scaricano su tutta la sottostruttura e non è garantito isolamento dal punto di vista sismico.

In particolare per l'allargamento sono previsti:

- 18 appoggi *multi-direzionali* sulle pile;
- 6 isolatori *multi-direzionali* sulle spalle.

I dispositivi saranno progettati affinché resistano all'azione di progetto allo stato limite ultimo, così come prescritto dal D.M. 2008 per un evento sismico con periodo di ritorno di circa 949 anni (vita nominale V_n paria 50 anni, coefficiente d'uso $C_u=2$).

1.3.3 Spalle e pile

Le spalle e le pile sono state oggetto di rinforzo nel precedente intervento di consolidamento del viadotto.

In particolare le pile sono state rinforzate mediante la realizzazione di tiranti e micropali e la creazione di un setto di spessore pari a 50 cm, connesso rigidamente alle colonne esistenti; il funzionamento a telaio della pila è stato sostituito con uno schema statico ben rappresentato da una mensola incastrata alla base con sezione composta dalle colonne e dai setti.

Anche le spalle sono state rinforzate con tiranti e micropali in modo tale da garantire loro la capacità di resistere alle forze orizzontali statiche e sismiche, incrementate rispetto a quelle antecedenti al rinforzo a causa della modifica dello schema di vincolo dell'impalcato che prevede che tutti i carichi orizzontali longitudinali si scarichino solo sulle spalle.

L'intervento di allargamento oggetto della presente relazione interessa sia le pile sia le spalle esistenti.

Per quanto riguarda le pile si prevede l'allungamento della fondazione esistente e la realizzazione di una nuova colonna a sostegno del pulvino sul quale si appoggiano le tre travi di acciaio che realizzano l'allargamento dell'impalcato. La colonna nuova è collegata a quella esistente mediante un setto di spessore pari a 50 cm, analogo a quello costruito nel precedente intervento: in questo modo l'elevazione della pila è costituita da una sezione composta da cinque colonne collaboranti.

Per le spalle si prevede la realizzazione di un pulvino fondato su due pali di grosso diametro; la struttura sarà collegata al blocco esistente che costituisce la piattabanda dei micropali ma staccata dal resto della spalla a causa della sconnessione del blocco esistente dalla 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 pali di fondazione in cemento armato delle spalle e delle pile, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe $R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$, che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	→ $f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} =$	24,90 N/mm^2
Resistenza di calcolo a compressione	→ $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot f_{ck} / 1,5 =$	14,11 N/mm^2
Resistenza di calcolo a compressione elastica	→ $\sigma_c = 0,60 \cdot f_{ck} =$	14,94 N/mm^2
Resistenza a trazione media	→ $f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} =$	2,56 N/mm^2
Resistenza a trazione	→ $f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} =$	1,79 N/mm^2
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1,19 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 $R_{ck} \geq 35 \text{ N/mm}^2$, 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	→ $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot f_{ck} / 1,5 =$	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	→ $f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} =$	2,83 N/mm^2
Resistenza a trazione	→ $f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} =$	1,98 N/mm^2
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1,32 N/mm^2

1.4.3 Calcestruzzo per opere di elevazione

Per la realizzazione delle opere di elevazione in cemento armato delle pile, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe $R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$, che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	→ $f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} =$	33,20 N/mm^2
Resistenza di calcolo a compressione	→ $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot f_{ck} / 1,5 =$	18,81 N/mm^2
Resistenza di calcolo a compressione elastica	→ $\sigma_c = 0,60 \cdot f_{ck} =$	19,92 N/mm^2
Resistenza a trazione media	→ $f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} =$	3,09 N/mm^2
Resistenza a trazione	→ $f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} =$	2,16 N/mm^2
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1,44 N/mm^2

1.4.4 Calcestruzzo per soletta impalcato

Per la realizzazione della soletta d'impalcato in cemento armato, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe $R_{ck} \geq 35 \text{ N/mm}^2$, 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	→ $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot f_{ck} / 1,5 =$	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	→ $f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} =$	2,83 N/mm^2
Resistenza a trazione	→ $f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} =$	1,98 N/mm^2
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1,32 N/mm^2

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}	$\geq 7\%$
Rapporto f_t/f_y	$1,13 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto $f_{y \text{ misurato}}/f_{y \text{ nom}}$	$\leq 1,25$

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

1.4.6 Carpenteria metallica

S355 (ex Fe 510)

Per $t \leq 40$ mm:

acciaio S355J2W (UNI EN 10025-5)

Tensione di snervamento	$\rightarrow f_y \geq$	355,00 N/mm ²
Fattore di sicurezza acciaio	$\rightarrow \gamma_{M0} =$	1,05
Resistenza di calcolo	$\rightarrow f_d = f_y / \gamma_{M0}$	338,10 N/mm ²

1.4.7 Pioli

Secondo UNI EN ISO 13918

Pioli tipo Nelson (diametro ed altezza come da elaborati grafici):

Acciaio S235J2G3+C450 (ex ST37-3K - DIN 17100)

Tensione di snervamento	$\rightarrow f_y \geq$	350,00 N/mm ²
Tensione di rottura	$\rightarrow f_t \geq$	450,00 N/mm ²
Allungamento	$\rightarrow A_5 >$	15%

1.4.8 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;
- **CNR 10011/97** – Costruzioni di acciaio. Istruzioni per il calcolo, l' esecuzione, il collaudo e la manutenzione;
- **CNR 10016/00** – Strutture composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni;

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 prescritto 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 dovute all'azione sismica 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.

Per la descrizione del modello agli elementi finiti utilizzato per l'analisi delle sollecitazioni, quando queste non sono state ricavate per mezzo di schemi statici semplificati risolvibili analiticamente, si rimanda al paragrafo che segue.

1.7.3 Analisi sismica

L'effetto dell'azione sismica di progetto sull'opera nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, la struttura di fondazione, gli elementi strutturali e non, nonché gli impianti, deve rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1, i cui requisiti di sicurezza sono indicati nel § 7.1 della norma.

Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

- nei confronti degli stati limite di esercizio siano rispettate le verifiche relative al solo Stato Limite di Danno;
- nei confronti degli stati limite ultimi siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel § 7 e siano soddisfatte le verifiche relative al solo Stato Limite di Salvaguardia della Vita.

Per Stato Limite di Danno (**SLD**) s'intende che l'opera, nel suo complesso, a seguito del terremoto, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non provocare rischi agli utenti e non compromette significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali. Lo stato limite di esercizio comporta la verifica delle tensioni di lavoro, come riportato al § 4.1.2.2.5.

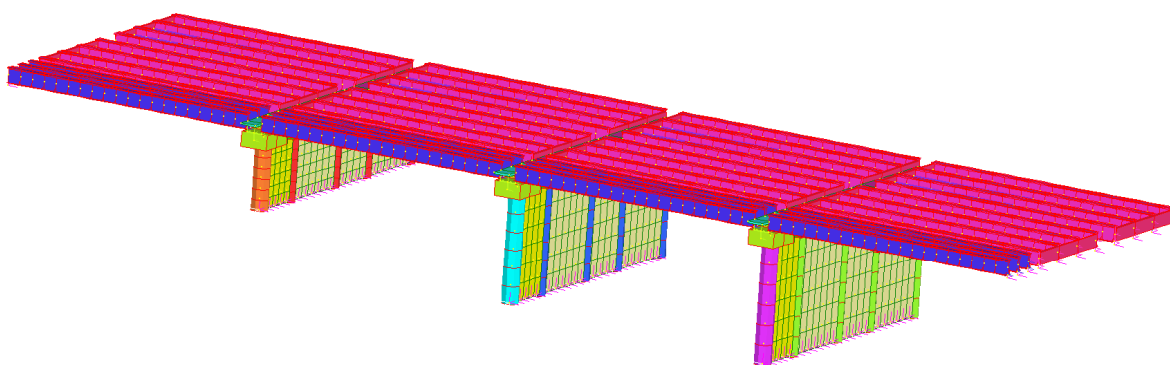
Per Stato Limite di salvaguardia della Vita (**SLV**) si intende che l'opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidità) nei confronti delle azioni verticali.

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.

L'analisi è stata condotta modellando la struttura con il programma agli elementi finiti STRAUS assumendo un fattore di struttura q unitario. Il fattore di sovraresistenza come definito al p.to 7.9.5.1 assume perciò valore unitario.

Il modello comprende l'impalcato e le pile considerate incastrate a terra per mezzo delle fondazioni; gli appoggi in corrispondenza delle spalle sono stati incastrati alla base per simulare la rigidità della spalla che è stata studiata separatamente per mezzo dell'analisi statica equivalente. Il modello del ponte comprende sia la carreggiata nord sia la carreggiata sud nella configurazione allargata.

Le travi dell'impalcato, i pulvini delle pile e le colonne sono stati schematizzati con *beam*, la soletta e i muri di rinforzo delle pile con elementi *plate*; gli appoggi multi-direzionali sono stati modellati con *beam tipo spring-dumper* e quelli uni-direzionali con *beam tipo connection*.



IMPALCATO

Per quanto riguarda l'azione sismica, i suoi effetti sull'impalcato vanno valutati a ponte "scarico" (per i carichi dovuti al transito dei mezzi $\psi_2 = 0$, come si desume dal punto 3.2.4 e Tab.5.1.VI delle NTC, data la scarsa probabilità di avere la contemporaneità dei due eventi).

I risultati relativi alla combinazione sismica non vengono riportati, essendo per l'impalcato più severa la condizione sotto l'azione dei carichi da traffico.

APPOGGI

Si verificano gli appoggi uni-direzionali in modo tale che siano in grado di trasmettere, mantenendo la piena funzionalità, le forze ottenute dall'analisi (condotta con fattore di struttura unitario). Si verifica che gli apparecchi di appoggio multi-direzionali possano consentire gli spostamenti massimi causati dall'azione sismica (p.to 7.9.5.4 della normativa di riferimento). Per i dettagli sullo schema di vincolo si rimanda al paragrafo relativo agli appoggi.

PILE E SPALLE

Per la verifica delle pile si assumono le sollecitazioni fornite dal modello agli elementi finiti sopra descritto. L'analisi dinamica multi-modale è stata condotta assumendo uno spettro di progetto elastico (con coefficiente di struttura $q=1$).

La spalla è stata analizzata separatamente dal resto della struttura considerando come azioni esterne le reazioni dell'impalcato, le spinte dei terreni comprensive degli effetti sismici e le forze d'inerzia agenti sulla massa della spalla e sulla massa del terreno gravante sulla sua fondazione, applicando un'accelerazione pari ad $a_g S$ secondo quanto previsto dall'analisi statica equivalente.

Per la definizione dell'azione sismica, occorre definire il periodo di riferimento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato.

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:

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

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

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

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);

L'opera ricade all'incirca alla Latitudine di 45,57340 e Longitudine 10,81280. I valori delle caratteristiche sismiche (a_g , F_0 , T_c^*) per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita sono riportati di seguito:

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta →

Variabilità dei parametri →

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri →

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione

La "Ricerca per comune" utilizza le ... coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che ... all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Figura 1.9 Individuazione delle coordinate del viadotto

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

Il sottosuolo su cui insiste l'opera può essere inserito nella categoria "C".

Il valore del coefficiente di amplificazione stratigrafico risulta:

$$S_s \text{ (SLV)} \Rightarrow 1,389$$

$$S_T \text{ (SLV)} \Rightarrow 1,000$$

L'accelerazione massima è valutata con la relazione

$$a_{\max}(\text{SLV}) = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 0,210g$$

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 interrate 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	$\gamma_{\varepsilon 1}$	0.90	1.00	1.00
	sfavorevoli		1.00 ⁽³⁾	1.00 ⁽⁴⁾	1.00
Ritiro e viscosità, Variaz. termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\varepsilon 2}, \gamma_{\varepsilon 3}, \gamma_{\varepsilon 4}$	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 $\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$
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.

1.7.5 Sistema di vincolo

Lo schema di vincolo del viadotto nella configurazione attuale prevede il disaccoppiamento del comportamento statico e sismico nelle direzioni trasversale e longitudinale. Sulle spalle sono infatti previsti isolatori uni e multi-direzionali; sulle pile appoggi bi-direzionali e multi-direzionali tipo Vasoflon, secondo la disposizione illustrata nella figura riportata nel *paragrafo 1.3.2* che evidenzia con colore nero gli appoggi che sostengono la carreggiata sud dell'impalcato esistente e con colore rosso i nuovi appoggi per l'allargamento.

Per effetto del sistema di vincolo esistente le azioni orizzontali longitudinali quali variazione termica e sisma sollecitano solo le spalle senza interessare le pile, le azioni trasversali (vento e sisma) sono invece trasferite alle fondazioni per mezzo di tutta la sottostruttura.

Per l'impalcato nuovo è previsto un sistema di vincolo studiato in modo tale da consentire ai due impalcati di muoversi rigidamente senza danneggiarsi e alla sottostruttura di lavorare in maniera uniforme, assegnando alle spalle tutte le azioni longitudinali e alle pile le sole forze trasversali. Agli isolatori delle spalle è assegnato il compito di smorzare le componenti longitudinali dell'azione sismica.

Si rimanda al capitolo relativo agli appoggi per ulteriori dettagli.

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

Per struttura relativa all'allargamento si assume la stessa vita nominale prevista per il viadotto. L'opera rientra nella categoria 3 *Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica* per cui viene fissato $V_N \geq 100$ anni. Nell'ipotesi di un piano di manutenzione ordinaria e straordinaria definito negli anni, si ritiene possibile ridurre la Vita Nominale dell'opera a 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'acciaio un peso specifico di $78,50 \text{ kN/m}^3$.

Per l'impalcato risulta:

- Travi, pioli e irrigidimenti
 - peso proprio della trave $(0,500 \times 0,004 \times 2 + 0,920 \times 0,03) \times 78,50 = 5,31 \text{ kN/m}$
 - pioli e irrigidimenti (5%) $0,05 \times 5,31 = 0,27 \text{ kN/m}$
 - totale $5,31 + 0,27 = \mathbf{5,58 \text{ kN/m}}$
- soletta $25 \times 5,70 \times 0,26 = \mathbf{37,05 \text{ kN/m}}$

2.2.2 Carichi permanenti portati – g2

I carichi permanenti portati sono dati da:

- peso della pavimentazione
 - Spessore manto stradale 11 cm
 - Peso specifico materiale 22 kN/m^3
 - Larghezza carreggiata 4,50 m
 - Peso manto stradale $(22 \times 0,11 \times 4,50) \mathbf{10,89 \text{ kN/m}}$
- peso del getto integrativo per la realizzazione dei cordoli in c.a.
 - Dimensione del cordolo 120 cm x 35 cm
 - Peso specifico materiale 25 kN/m^3
 - Peso del cordolo $(1,20 \times 0,35 \times 25) \mathbf{10,50 \text{ kN/m}}$
- peso della barriera di sicurezza e della barriera antirumore:
 - Sicurvia classe H4 $\mathbf{1,24 \text{ kN/m}}$
 - Barriera antirumore $\mathbf{6,50 \text{ kN/m}}$

Si assume nel calcolo il peso di una barriera antirumore di altezza pari a circa 4,00m, valore che è stato ipotizzato perché nel progetto non è prevista l'installazione della stessa ma solo la predisposizione per un futuro montaggio.

Ripartendo il peso proprio della soletta e della pavimentazione su tre travi e assegnando alla sola trave esterna il peso del getto integrativo per la realizzazione del cordolo, il peso del sicurvia e della barriera antirumore si ottiene:

- Carichi permanenti totali per la trave esterna $g_1 + g_2 = 39,80 \text{ kN/m}$
- Carichi permanenti totali per le travi interne $g_1 + g_2 = 21,56 \text{ kN/m}$

2.3 Deformazioni impresse

2.3.1 Effetti reologici: ritiro e viscosità ϵ_2

Gli effetti del ritiro sono da considerarsi "lenti" in quanto concomitanti agli effetti viscosi e vengono pertanto valutati con le caratteristiche di resistenza della sezione in fase 2.

Per la valutazione delle caratteristiche della sezione si assume il modulo elastico del calcestruzzo con valore pari alla metà di quello medio istantaneo, come prescritto dalla normativa di riferimento.

In particolare gli effetti del ritiro sull'impalcato del viadotto vengono tradotti con un'azione di compressione accompagnata dal relativo momento flettente di trasporto dovuto all'eccentricità baricentro soletta - baricentro sezione mista; queste sollecitazioni sono state applicate all'estremità della struttura per valutarne le successive ridistribuzioni.

Ai fini della valutazione delle forze orizzontali sugli appoggi e sulla sottostruttura, gli effetti dovuti al ritiro della soletta si considerano analoghi a quelli di un gradiente termico equivalente calcolato secondo la relazione:

$$\Delta T_{\text{equiv}} = \frac{30 \cdot A_C}{n \cdot A_{TOT}} = 10^\circ\text{C}$$

dove:

- A_C è l'area della soletta di calcestruzzo;
- A_{TOT} è l'area complessiva della sezione;
- n è il coefficiente di omogeneizzazione in fase 2.

La formula per valutare la forza complessiva corrispondente è descritta nel paragrafo successivo.

2.3.2 Variazioni termiche $\epsilon 3$

Per valutare gli effetti del gradiente termico sull'impalcato si considerano gli effetti di un ΔT pari a 10°C che provoca un'azione di compressione accompagnata dal relativo momento flettente di trasporto dovuto all'eccentricità baricentro soletta - baricentro sezione mista; analogamente al caso del ritiro, queste sollecitazioni sono state applicate all'estremità della struttura per valutarne le successive ridistribuzioni.

Per il calcolo delle forze orizzontali longitudinali necessarie per la verifica degli appoggi e delle sottostrutture, si assume una variazione termica di 25°C che provoca una forza complessiva corrispondente pari a:

$$F_L = \alpha \Delta T L$$

dove:

- α è il coefficiente di dilatazione termica a temperatura ambiente;
- ΔT è la variazione termica prevista;
- L è la lunghezza della trave.

2.4 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.

Ai fini del dimensionamento e della verifica della struttura dell'impalcato relativa all'allargamento si sono considerate diverse combinazioni di carico contemplando la possibilità di avere la presenza contemporanea della colonna di carico più pesante (colonna 1) affiancata da una stesa di carico uniforme pari a $2,50 \text{ kN/m}^2$ nell'area rimanente oppure la colonna 1 e parte della colonna 2, di caso in caso disposte nelle posizioni più sfavorevoli. Analogamente si è ragionato per le verifiche della parte in allargamento della spalla.

Per le pile è stata effettuata l'analisi globale di tutta la carreggiata sud (parte esistente e allargamento). In questo caso la carreggiata è stata caricata con le corsie previste dalla normativa di riferimento disposte in modo tale da ottenere gli effetti più sfavorevoli.

2.4.1 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 delle Norme tecniche.

Se non diversamente specificato, qualora la carreggiata di un impalcato da ponte sia divisa in due parti separate da una zona spartitraffico centrale, si distinguono i casi seguenti:

- se le parti sono separate da una barriera di sicurezza fissa, ciascuna parte, incluse tutte le corsie di emergenza e le banchine, è autonomamente divisa in corsie convenzionali.
- se le parti sono separate da barriere di sicurezza mobili o da altro dispositivo di ritenuta, l'intera carreggiata, inclusa la zona spartitraffico centrale, è divisa in corsie convenzionali.

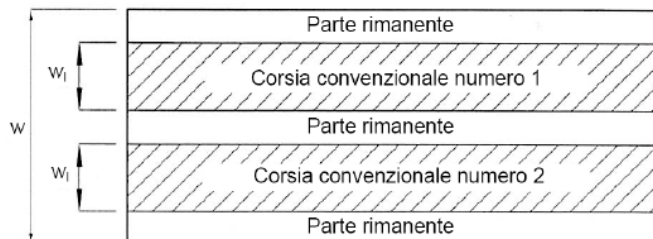


Figura 5.1.1 - Esempio di numerazione delle corsie

Larghezza di carreggiata "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40 \text{ m}$	$n_1 = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0 \text{ m}$	$n_1 = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_1 = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_1)$

Tabella 5.1.1 - Numero e Larghezza delle corsie

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 scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli. La corsia che, caricata, dà l'effetto più sfavorevole è stata numerata come corsia numero 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 2, ecc.

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.

2.4.2 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 Fig. 5.1.2. 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 5.1.2. 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.

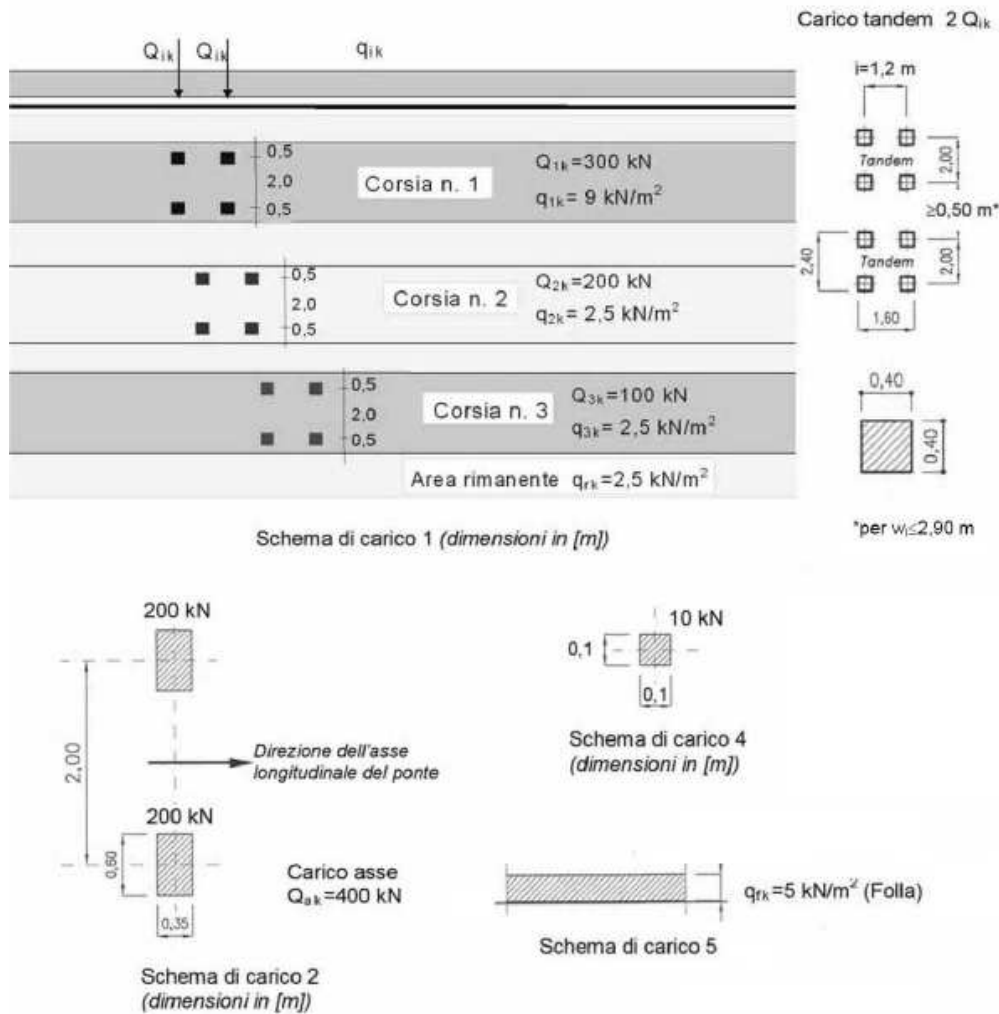
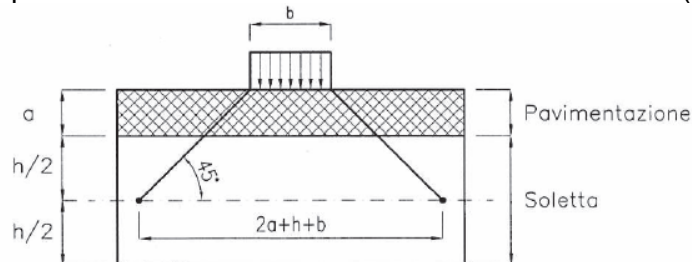


Figura 2.1 Schemi di carico

Nei paragrafi relativi alle verifiche specifiche verranno riportate le varie disposizioni delle colonne assunte per massimizzare le sollecitazioni.

2.4.3 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).



Ai fini del calcolo delle strutture secondarie dell'impalcato 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.

2.5 Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione- q₃

La forza di frenamento o di accelerazione q₃ è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6(2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \times w_l \times L = 620,01 \text{ kN} \leq 900 \text{ kN}$$

essendo w_l la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata (96,30 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.

2.6 Azione della neve - q₅

In accordo D.M. 14/01/2008 il carico neve si considera non concomitante con i carichi da traffico. Il carico provocato dalla neve sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \times q_{sk} \times C_E \times C_t$$

dove:

q_s è il carico neve sull'impalcato;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura, fornito al successivo § 3.4.5, a favore di sicurezza si assume in coefficiente di forma μ_i pari ad 1.

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²], per un periodo di ritorno di 50 anni;

C_E è il coefficiente di esposizione definito al p.to 3.4.3;

C_t è il coefficiente termico definito al p.to 3.4.4.

2.6.1 Valore caratteristico del carico neve al suolo

Il carico neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona.

L'altitudine di riferimento a_s è la quota del suolo sul livello del mare nel sito di realizzazione dell'opera; nel caso in esame l'altitudine di Rivoli Veronese (191 m s.l.m).

I valori caratteristici minimi del carico della neve al suolo per la provincia di Verona (zona II) sono:

$$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 0,85 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

perciò:

$$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$$

2.6.2 Coefficiente di esposizione e coefficiente termico

Il coefficiente di esposizione C_E può essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Valori consigliati del coefficiente di esposizione per diverse classi di topografia sono forniti in Tab. 3.4.I. Si assumerà C_E = 1

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Nel caso specifico si assume C_t = 1.

Da quanto premesso si desume che:

$$q_s = 1,00 \text{ kN/m}^2$$

Si osserva che il carico neve è molto minore rispetto al carico mobile perciò, non dovendo cumulare neve e azioni da traffico, la combinazione che comprende il carico neve risulta superflua.

2.7 Azione del vento - q5

L'azione del vento 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.

2.7.1 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 sono 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: $v_{b,0} = 25\text{m/s}$, $a_0 = 1000 \text{ m}$, $k_a = 0.010 \text{ 1/s}$

$a_s = 191 \text{ m slm.}$ è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione.

2.7.2 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.

2.7.3 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.

Vento sull'impalcato	quota baricentro	13,80 m
Coefficiente di esposizione c_e		2,56

Vento sul camion	quota baricentro	16,15 m
Coefficiente di esposizione c_e		2,67

Vento sulla barriera antirumore	quota baricentro	16,95 m
Coefficiente di esposizione c_e		2,77

2.7.4 Coefficienti di forma

Impalcato

Il coefficiente di pressione delle catene è calcolato in base al §7.6.4 *Travi ad anima piena e reticolari* del DM96. Indicata con S la superficie delimitata dal contorno della trave, assumendo a favore di sicurezza l'altezza massima tra l'impalcato nuovo e quello esistente, con S_p la superficie della parte piena della trave e con φ il rapporto S_p/S , 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 $0.8 \leq \varphi \leq 1$

per travi ad anima piena, $\varphi = 1$, quindi $c_p = 1.4$.

Altezza massima dell'impalcato	1,70 m
Vento sull'impalcato	2,38 kN/m

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

$\mu = 1 - 1,2 \varphi$ per $\varphi \leq 2/3$

$\mu = 0,2$ per $\varphi > 2/3$

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

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

Interasse travi esistenti d_e	3,10m
Interasse travi nuove d_n	3,10m
Rapporto d_e/h	$1,82 < 2$
Rapporto d_n/h	$1,58 < 2$
Coefficiente di riduzione μ (per entrambi i casi)	0,2
Vento sulla prima trave	2,38 kN/m
Vento sulla seconda trave	0,48 kN/m
Vento sulla terza trave	0,10 kN/m
Vento sulla quarta trave	0,02 kN/m

Il vento sulle successive travi fornisce un contributo irrilevante; si assume perciò un vento di entità pari a 3,00 kN/m.

Camion

Per il camion si considera un $c_p = 1,2$ (faccia sopravvento $c_p = 0,8$, faccia sottovento $c_p = -0,4$)

Altezza della sagoma del camion	3,0 m
---------------------------------	-------

Vento sul camion 3,76 kN/m

Barriera antirumore

Per la barriera antirumore si considera un $c_p = 1,2$ (faccia sopravento $c_p = 0,8$, faccia sottovento $c_p = -0,4$)

Altezza della barriera 4,0 m
Vento sulla barriera antirumore 5,20 kN/m

2.8 Azioni sismiche- q6

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 .

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

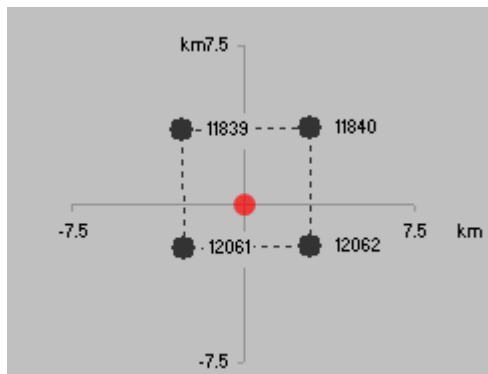
- a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_o : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

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

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	a_g	F_o	T_c^*
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



2.8.1 Stati limite e relative probabilità di superamento

Gli **stati limite di esercizio** sono:

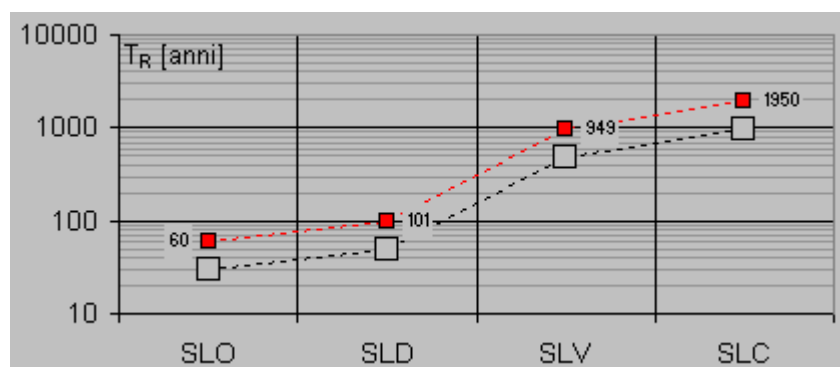
- *Stato Limite di Operatività (SLO)*: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- *Stato Limite di Danno (SLD)*: a seguito 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)
Stati limite di esercizio	SLO	81%	60
	SLD	63%	101
Stati limite ultimi	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

2.8.2 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 cautelativamente un **suolo di categoria C**, la stessa categoria assunta dal progettista dell'intervento di risanamento del viadotto e già eseguito:

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).

Questa scelta è cautelativa rispetto all'effettiva categoria del sottosuolo stimata nella relazione geologica che identifica il terreno come appartenente alla categoria B.

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 T2**:

Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$.

2.8.3 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.

Visto lo schema di vincolo assunto che prevede lo smorzamento sismico del ponte solo in direzione longitudinale, le tre componenti che descrivono il moto orizzontale e quello verticale sono caratterizzate tre diversi spettri di risposta.

2.8.3.1 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:

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

$$T_B < T < T_C \quad S_e = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_O$$

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

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

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 $\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)}$ $> 0,55$ dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;
- F_0 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	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

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

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_2 e opera situata alla base del pendio 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:

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

$$T_B < T < T_C \quad S_e = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V$$

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

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

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:
 $F_V = 1.35 F_0 (a_g / g)^{0.5}$

I valori di a_g , F_0 , 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.

2.8.4 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.

Tuttavia per ridurre l'input sismico, in direzione longitudinale la struttura viene isolata mediante dispositivi antisismici elastici che permettono di incrementare il periodo di vibrazione della stessa.

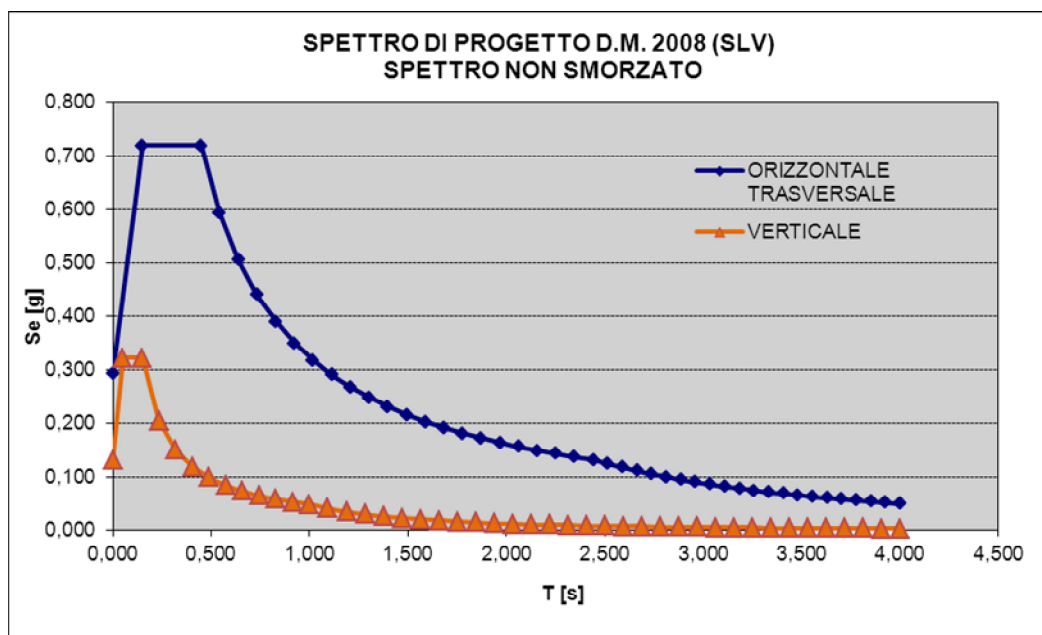
Questi dispositivi oltretutto garantiscono uno smorzamento del 15%, maggiore di quello intrinseco strutturale assunto pari al 5%. Inoltre i dispositivi del sistema d'isolamento debbono essere in grado di sostenere, senza rotture, gli spostamenti, valutati per un terremoto avente probabilità di superamento pari a quella prevista per lo SLC.

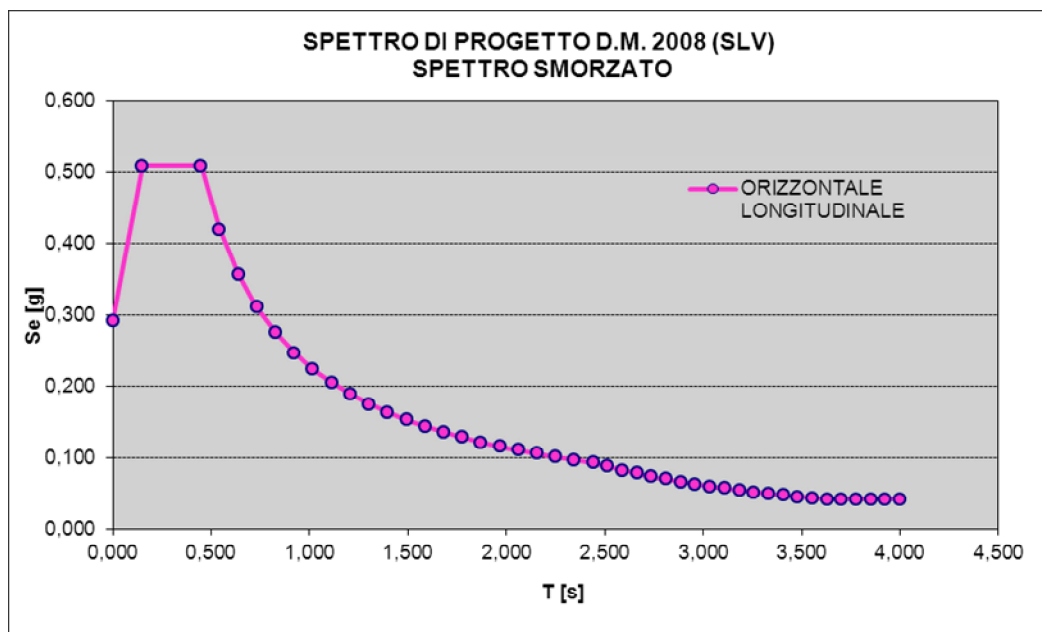
Gli spettri utilizzati per il progetto della struttura nell'analisi dinamica multi – modale sono perciò i seguenti:

- Spettro elastico allo SLV con $\xi = 5\%$ per la componente orizzontale trasversale; vista l'elevata rigidezza della struttura in questa direzione, garantita dalle pile rinforzate nel precedente intervento, si assume nel modello un'accelerazione pari a quella corrispondente al periodo $T=0$ (accelerazione di picco al suolo).
- Spettro elastico allo SLV con $\xi = 15\%$ per la componente orizzontale longitudinale per il calcolo delle forze sismiche sugli appoggi (ξ in questo caso è il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente degli isolatori elastomerici).
- Spettro elastico allo SLV con $\xi = 5\%$ per la componente verticale.
- Spettro elastico allo SLV con $\xi = 5\%$ per la componente orizzontale longitudinale nell'analisi sismica delle pile: vista la presenza di appoggi multi-direzionali che non trasmettono forze dall'impalcato alle pile in direzione longitudinale e che "scollegano" di fatto le due entità, le pile vibrano in questa direzione secondo lo spettro elastico non smorzato come mensole incastrate alla base.

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

$a_g = 0,21 \text{ g}$
 $S = 1,389$
 $F_0 = 2,462$
 $T_C = 0,281 \text{ s}$





2.9 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:

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

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

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:

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

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:

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

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

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

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

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 22,80 m.

Si verificano le tre travi a struttura mista acciaio-clc che compongono l'impalcato, identificate con i numeri 1, 2 e 3, come illustrato in figura e caratterizzate dalla geometria descritta di seguito.

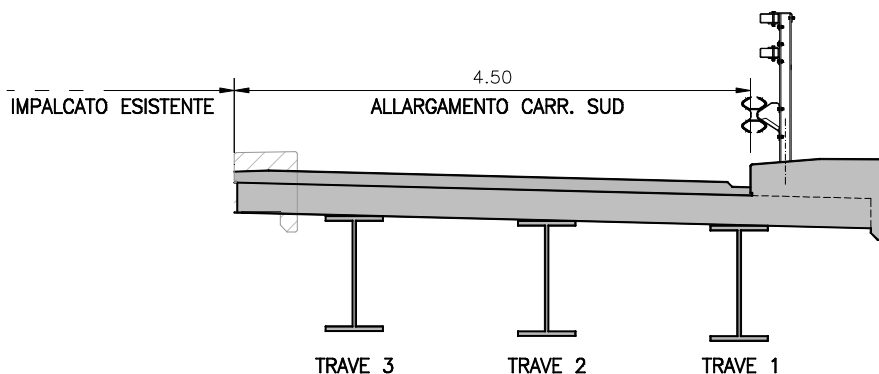


Figura 3.1

Piattabanda superiore	500x40 mm
Anima	920x30 mm
Piattabanda inferiore	500x40 mm
Soletta travi esterne (1 e 3)	1890x260 mm
Soletta trave interna (2)	1680x260 mm

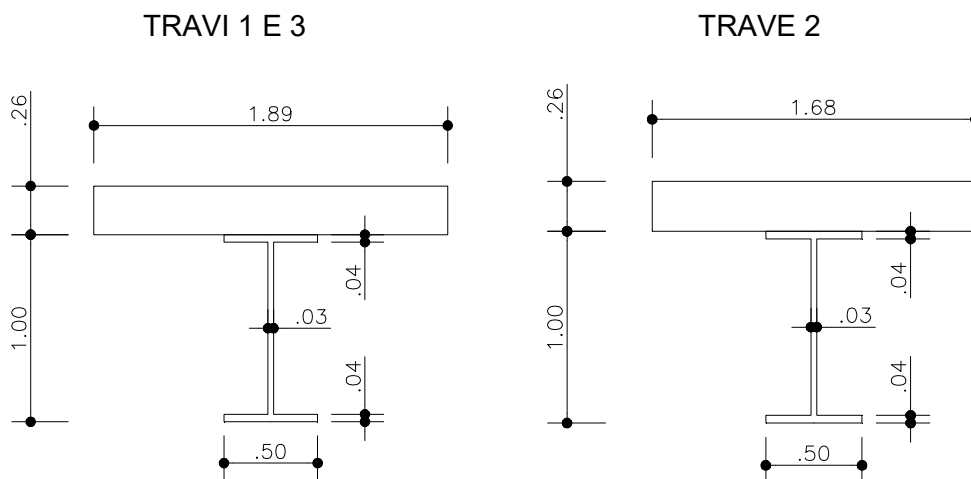


Figura 3.2

Date le seguenti grandezze:

$$L_e = 22,80 \text{ m}$$

$$L_e/8 = 2,85 \text{ m}$$

$$b_0 = 0,20 \text{ m}$$

La larghezza efficace della soletta per le travi esterne tipo 1 e tipo 3 è così definita (punto 4.3.2.3 delle NTC):

$$b_1 = b_2 = 0,84 \text{ m}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = \min(2,85; 0,84-0,20/2) = 0,74 \text{ m}$$

$$b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2} = 0,20+2*0,74 = 1,68 \text{ m}$$

La larghezza efficace della soletta per le travi interne tipo 2 è:

$$b_1 = 0,84 \text{ m}$$

$$b_2 = 1,05 \text{ m}$$

$$b_{e1} = \min(2,85; 0,84-0,20/2) = 0,74 \text{ m}$$

$$b_{e2} = \min(2,85; 1,05-0,20/2) = 0,95 \text{ m}$$

$$b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2} = 0,20+0,74 +0,95 = 1,89 \text{ m}$$

Sugli appoggi di estremità le larghezze efficaci sono uguali perché $\beta = 1,00$ in tutti i casi:

$$(0,55+0,025*22,80/0,74) = 1,32 \rightarrow \beta_1 = 1,0$$

$$(0,55+0,025*22,80/0,95) = 1,15 \rightarrow \beta_2 = 1,0$$

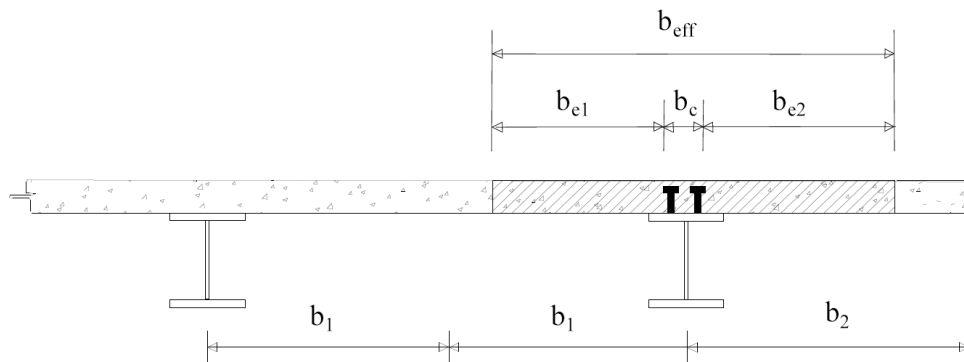


Figura 3.3 Definizione della larghezza efficace

Trattandosi, nel funzionamento globale del nuovo impalcato, di un sistema misto acciaio - calcestruzzo, le azioni agenti vengono suddivise in tre fasi, corrispondenti al grado di maturazione del getto di calcestruzzo e, quindi, ai diversi livelli di rigidezza e caratteristiche statiche delle sezioni.

- Sezione in fase 1: proprietà inerziali della sola membratura metallica soggetta alle sollecitazioni dovute al peso proprio dell'acciaio e della soletta di calcestruzzo.
- Sezione in fase 2: proprietà inerziali ideali della sezione mista con calcestruzzo omogeneizzato all'acciaio con coefficiente di omogeneizzazione $n = 12,89$. La sezione è utilizzata per valutare le sollecitazioni dovute ai sovraccarichi permanenti (pavimentazione, sicurvia, ecc) e al ritiro. Per tenere in considerazione i fenomeni "lenti" che accompagnano questa fase, imputabili alla viscosità del calcestruzzo, si adotta un valore del modulo elastico del calcestruzzo corrispondente a quello suggerito dalla normativa (p.to 4.3.2.2.1), che si traduce, per le verifiche agli stati limite di esercizio, a considerare un valore del coefficiente di omogeneizzazione n^* pari a:

$$E_c^* = E_c / 2 = 16294 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{con: } E_c = 22000 (f_{cm} / 10)^{1/3} = 32588 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 0,83 R_{ck} = 0,83 \times 35 = 29,05 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 37,05 \text{ N/mm}^2$$

$$n^* = E_a / E_c^* = 210000 / 16294 = 12,89$$

- Sezione in fase 3: proprietà inerziali ideali della sezione mista con calcestruzzo omogeneizzato all'acciaio con coefficiente di omogeneizzazione $n = 6,44$. La sezione è utilizzata per valutare le sollecitazioni prodotte dalle azioni di breve durata (variazioni

termiche) e dal transito dei carichi accidentali. Il coefficiente di omogeneizzazione pari al rapporto tra i moduli elastici effettivi dei due materiali, che vale:

$$n = E_a / E_c = 210000/32588 = 6,44$$

Si riportano in tabella le principali caratteristiche geometriche delle travi interne e delle travi esterne nelle tre fasi considerate omogeneizzate ad acciaio e a calcestruzzo.

		TRAVE INTERNA i=1,68m		TRAVI ESTERNE i=1,89m		
		OMOGEN.		OMOGEN.		
		ACCIAIO	CLS	ACCIAIO	CLS	
FASE 1	h=	cm	100	100		
	A=	cm ²	676	676		
	Jx=	cm ⁴	1116805,3	1116805,3		
FASE 2	(n=12,89)					
	h=	cm	126	126		
	A=	cm ²	1014,87	13079,78	1057,23	13625,73
	Jx=	cm ⁴	2031771,5	26185749,56	2105761,7	27139345,40
FASE 3	(n=6,44)					
	h=	cm	126	126		
	A=	cm ²	1354,26	8721,43	1439,04	9267,42
	Jx=	cm ⁴	2498775,6	16092114,9	2582456,8	16631021,8
	J _T =	cm ⁴	71803,9	462416,9	81355,9	523932,0

3.1.1 Classificazione della sezione

La classe di una sezione composta corrisponde al valore più alto tra quelli dei suoi elementi componenti (D.M. 14/02/2008 – 4.2.3.1).

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE		
Valore di snervamento dell'acciaio	f _y	355 Mpa
Coefficiente e	ε	0,814
Classificazione dell'anima		
Altezza dell'anima depurata dei raccordi o delle saldature	c	920 mm
Spessore dell'anima	t _w	30 mm
Rapporto tra altezza e spessore	c/t _w	30,67
Classificazione dell'anima per elemento soggetto a flessione		CLASSE 1
Classificazione delle ali		
Semi larghezza ali depurata dei raccordi e delle saldature	c	235 mm
Spessore delle ali	t _f	40 mm
Rapporto tra semi larghezza e spessore	c/t _f	5,88
Classificazione delle ali		CLASSE 1
Classe finale della sezione		CLASSE 1

Il profilo di progetto ha sezione trasversale di classe 1.

3.1.2 Considerazioni sulla compatibilità tra travi esistenti e nuove travi

Poiché l'intervento prevede la connessione di due parti strutturali differenti (l'impalcato esistente in c.a.p. e quello nuovo in struttura mista acciaio - calcestruzzo), la sezione mista per l'allargamento della carreggiata è stata scelta in modo tale da presentare una rigidezza paragonabile a quella delle travi esistenti, al fine di evitare fenomeni deformativi eccessivamente diversi.

Di seguito si riportano la sezione delle travi esistenti in c.a.p. con soletta collaborante in c.a. ordinario e quella delle nuove travi composte in acciaio - calcestruzzo (omogenizzata a calcestruzzo).

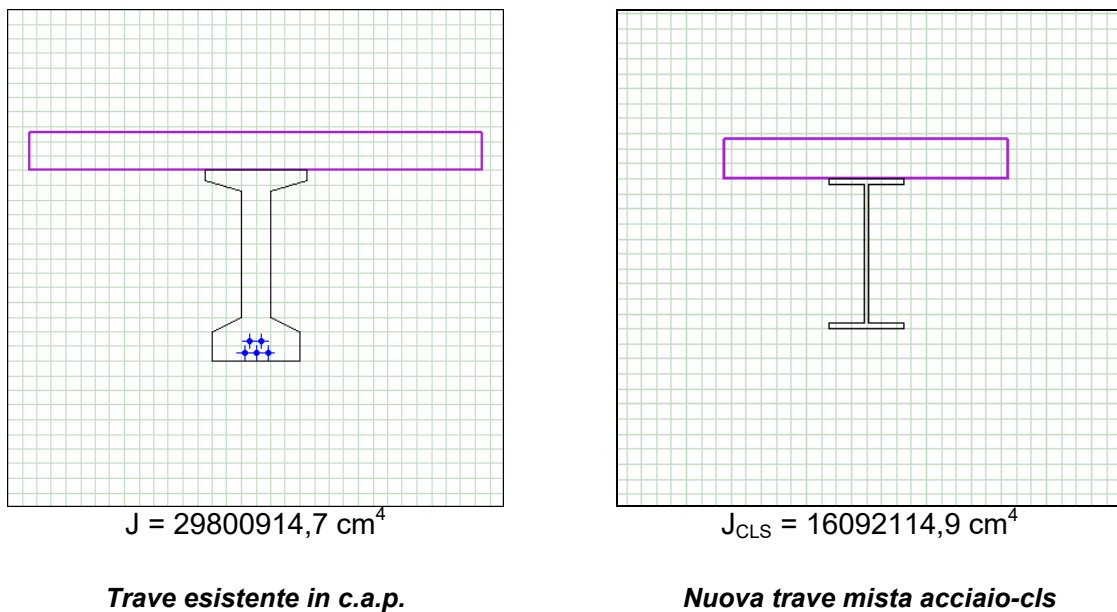


Figura 3.4

Dividendo le rigidezze così ottenute per i differenti interassi tra le membrature considerate, si trovano i seguenti valori di rigidezza per unità di lunghezza, EJ / i :

- trave esistente in c.a.p.: $29800914,7 / 3,10 = 9,613 \times 10^6 \text{ cm}^4/\text{m}$
- nuova trave mista acciaio-clc: $16092114,9 / 1,68 = 9,579 \times 10^6 \text{ cm}^4/\text{m}$

$$\Rightarrow \underline{EJ/i \text{ nuova trave} = 99,6\% \text{ trave esistente}}$$

Vista la modesta differenza tra le rigidezze, si ritiene che la sezione mista adottata sia adeguata.

3.2 Analisi dei carichi

3.2.1 Carichi permanenti

Si rimanda ai *paragrafi 2.2.1 e 2.2.2* per l'analisi dei carichi permanenti sulle travi interne e di bordo.

Risulta:

- Carichi permanenti totali per la trave esterna $g_1+g_2 = 39,80 \text{ kN/m}$
- Carichi permanenti totali per le travi interne $g_1+g_2 = 21,56 \text{ kN/m}$

3.2.2 Ritiro e variazioni termiche

Gli effetti del ritiro sull'intera struttura del ponte vengono tradotti con un'azione di compressione applicata all'estremità della struttura e relativo momento flettente di trasporto dovuto all'eccentricità baricentro soletta - baricentro sezione mista.

Secondo quanto previsto dalla normativa di riferimento (D.M. 14/01/2008) al p.to 11.2.10.6:

$$\varepsilon_r = 0.0003$$

Avendo assunto:

$$f_{ck} = 29,05 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{U.R.} = 60\text{-}80\%$$

$$h_0 = 2x(1,68x0,26)/(2x1,68+0,26) = 241 \text{ mm}$$

$$N_{rit} = \varepsilon_r E_a A_a = 0.0003x210000x67600x10^{-3} = 4258,8 \text{ kN}$$

$$M_{rit, travi 1, 3} = 4258,8x(0,727-0,500) = 895,88 \text{ kNm}$$

$$M_{rit, trave 2} = 4258,8x(0,710-0,500) = 967,47 \text{ kNm}$$

Gli effetti dovuti alla variazione termica differenziale si traducono in un'azione normale lungo l'asse del viadotto e relativo momento flettente di trasporto dovuto all'eccentricità baricentro soletta - baricentro sezione mista.

$$\alpha = 1.2x10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1} \quad \Delta T = \pm 10 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$N_{\Delta T} = \alpha \Delta T E_a A_a = \pm 1.2x10^{-5}x10x210000x67600x10^{-3} = \pm 1703,52 \text{ kN}$$

$$M_{\Delta T 1, 3} = \pm 1703,52x(0,834-0,550) = \pm 537,51 \text{ kNm}$$

$$M_{\Delta T 2} = \pm 1703,52x(0,816-0,550) = \pm 569,06 \text{ kNm}$$

3.2.3 Carichi mobili (Q)

Si adottano i carichi del D.M. del 14 gennaio 2008, come dettagliatamente descritto nel *paragrafo 2.4*.

In senso trasversale i carichi sono stati distribuiti su corsie convenzionali di larghezza pari a 3.00 m in modo tale da ottenere le sollecitazioni più gravose per la singola trave; la ripartizione trasversale è stata eseguita secondo il metodo di Massonet considerando le caratteristiche geometriche della trave interna e correggendo i parametri per tenere conto della maggiore larghezza della soletta collaborante delle travi esterne.

Sono stati considerati due schemi di carico; il primo prevede la presenza della colonna di carico più pesante (colonna 1) affiancata da metà della colonna 2; il secondo considera la colonna 1 e nella parte rimanente un carico uniformemente distribuito pari a $2,50 \text{ kN/m}^2$ (altre corsie, secondo la designazione del D.M. 2008).

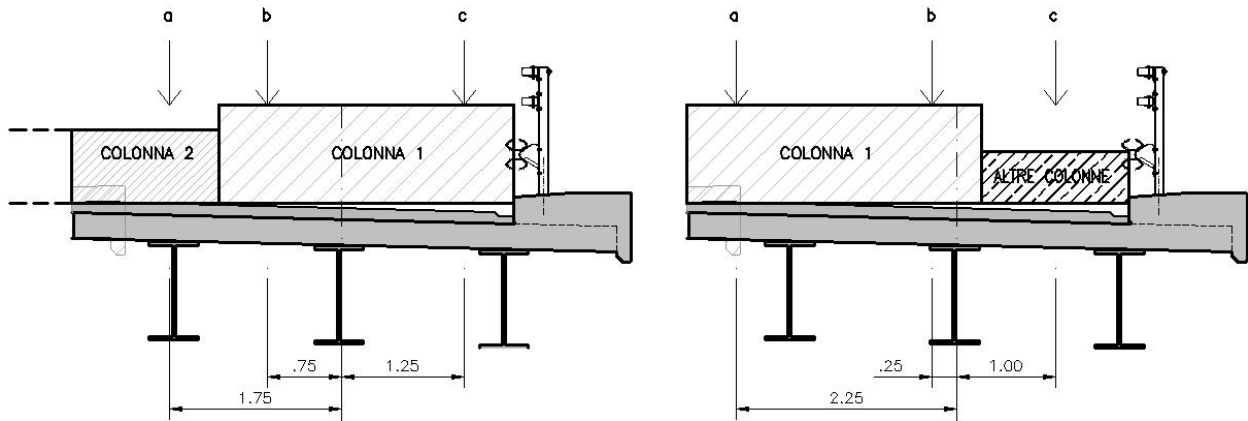


Figura 3.5

Si riportano i dati di input relativi al metodo di Massonet e i risultati dell'elaborazione del programma.

Calcolo parametri

Interasse (m)	Travi	1,680	Traversi	1
Momento d'inerzia flessionale (m ⁴)	0,160921		0,00146467	
Momento d'inerzia torsionale (m ⁴)	0,00462430		0,0024497	
Rigidità flessionale r_0 (m ³)	0,095786		0,001465	
Rigidità torsionale γ (m ³)	0,001197		0,001066	
G/E = 0,435				
Luce 2a = 22,80 m	Larghezza 2b = 5,150 m			
Unità <input checked="" type="radio"/> m <input type="radio"/> cm	Parametri	theta = 0,32117	?	
Calcolo	Chiudi	alpha = 0,09553	Stampa	

Ripartizione trasversale con il metodo di Massonet

Nuovo Esci ?

Larghezza	Parametri
numero travi = 3	theta = .32117
interasse = 1,68 m	alpha = .09553
2b = 5,15 m	Calcola parametri

Eccentricità carichi	
E	S
4 -1,75	1
	Elimina
	Immetti

	E	S
1	1,250	1,000
2	-0,750	1,000
3	-1,750	1,000

Coefficienti di ripartizione

Momento trasversale

Per correggere o eliminare un carico cliccare sul suo numero

		a	b	c
DISPOSIZIONE 1	Trave 1)	0,024	0,566	1,703
	Trave 2)	0,980	1,028	1,006
	Trave 3)	1,991	1,414	0,293
DISPOSIZIONE 2	Trave 1)	-0,242	0,843	1,558
	Trave 2)	0,953	1,042	1,018
	Trave 3)	2,274	1,126	0,429

Momenti flettenti massimi e tagli corrispondenti

	Trave 3	Trave 2	Trave 1		Trave 3	Trave 2	Trave 1
DISPOSIZIONE 1							
Momento massimo - Tandem	1638,54	1451,16	1233,90	$V_Q =$	143,73	127,29	108,24
Momento massimo - Distribuito	660,86	674,36	665,43	$V_q =$	0,00	0,00	0,00
Momento massimo	2299,40	2125,52	1899,33	$V =$	143,73	127,29	108,24

DISPOSIZIONE 2							
Momento massimo - Tandem	1836,00	1077,30	324,54	$V_Q =$	161,05	94,50	28,47
Momento massimo - Distribuito	1029,04	666,05	302,29	$V_q =$	0,00	0,00	0,00
Momento massimo	2865,04	1743,35	626,83	$V =$	161,05	94,50	28,47

MASSIMO TRA D1 E D2							
Momento massimo - Tandem	1836,00	1451,16	1233,90	$V_Q =$	161,05	127,29	108,24
Momento massimo - Distribuito	1029,04	674,36	665,43	$V_q =$	0,00	0,00	0,00
Momento massimo	2865,04	2125,52	1899,33	$V =$	161,05	127,29	108,24

Si precisa che la trave 1 è la più esterna (lato cordolo), la trave 2 è quella centrale e la trave 3 è quella più vicina all'impalcato esistente (vd. Figura 3.1).

Taglio massimo

	Trave 3	Trave 2	Trave 1
DISPOSIZIONE 1			
Taglio massimo - Tandem	295,45	261,66	222,49
Taglio massimo - Distribuito	115,94	118,31	116,74
Taglio massimo	411,39	379,97	339,23

DISPOSIZIONE 2			
Taglio massimo - Tandem	331,05	194,25	58,52
Taglio massimo - Distribuito	180,53	116,85	53,03
Taglio massimo	511,59	311,10	111,55

MASSIMO TRA D1 E D2			
Taglio massimo - Tandem	331,05	261,66	222,49
Taglio massimo - Distribuito	180,53	118,31	116,74
Taglio massimo	511,59	379,97	339,23

3.2.4 Sollecitazioni

Il calcolo delle sollecitazioni è stato effettuato per tutte le tre travi dell'allargamento; nella tabella che segue si riassumono il momento flettente ed il taglio per i vari casi di carico.

	MOMENTO FLETTENTE			TAGLIO		
	T ₁	T ₂	T ₃	T ₁	T ₂	T ₃
Pesi propri g ₁	1165,09	1165,09	1165,09	204,40	204,40	204,40
Permanententi portati g ₂	1421,11	235,88	235,88	249,32	41,38	41,38
Ritiro ε ₂	967,47	895,88	967,47	0,00	0,00	0,00
Veriazione termica ε ₃	569,06	537,51	569,06	0,00	0,00	0,00
Carichi mobili q ₁	1899,33	2125,52	2865,04	339,23	379,97	511,59

Combinando le sollecitazioni allo stato limite ultimo con i coefficienti previsti dalla normativa (paragrafo 1.7.4), si ottiene:

	MOMENTO FLETTENTE			TAGLIO		
	T ₁	T ₂	T ₃	T ₁	T ₂	T ₃
UI	5691,34	3789,72	3913,48	675,00	363,10	363,10
UII	8112,47	6516,22	7638,33	1107,88	850,97	1028,66
UIII	7157,04	5480,22	6185,16	938,23	666,83	770,69

3.3 Verifiche di resistenza (SLU)

3.3.1 Verifica a momento flettente

Il momento resistente della sezione composta può essere ricavato con il metodo plastico, perché la sezione è in classe 1.

Fase 1: la resistenza è offerta dalla sola trave in acciaio.

Si verifica la resistenza non tenendo conto delle risorse plastiche della sezione; le caratteristiche dell'acciaio sono:

$$f_y / 1,05 = 338,1 \text{ N/mm}^2 \quad \text{tensione di calcolo per acciaio S355 (} f_y=355 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

$$E_a = 210000 \text{ N/mm}^2 \quad \text{modulo di elasticità}$$

risulta un momento ultimo resistente:

$$M_{el,Rd} = 7551,73 \text{ kNm} > M_{Sd} = 1165,09 \times 1,35 = 1572,87 \text{ kNm}$$

Per questa fase è fondamentale la verifica di stabilità del corrente compresso, riportata al *paragrafo 3.4.1*.

Fase 3: la resistenza è offerta dalla trave in acciaio e dalla soletta

Il momento plastico viene valutato nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane, assumendo come ipotesi:

- area totale della trave metallica e quella di armatura longitudinale della soletta (che qui viene trascurata a favore di sicurezza) all'interno della larghezza efficace sollecitate in trazione e compressione alle tensioni di calcolo f_y / γ_a e f_{sk} / γ_s ;
- area del cls compresso sollecitata uniformemente alla tensione di calcolo $0.85 f_{ck} / \gamma_c$;
- calcestruzzo non resistente a trazione.

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione della trave 2 con:

soletta	$b = 1,68 \text{ m}$, $s = 0,26 \text{ m}$
piattabanda superiore	$b = 0,50 \text{ m}$, $s = 0,04 \text{ m}$
anima	$b = 0,03 \text{ m}$, $s = 0,92 \text{ m}$
piattabanda inferiore	$b = 0,50 \text{ m}$, $s = 0,04 \text{ m}$

- *calcestruzzo*

$$0,85 \times 0,83 R_{ck} / 1,5 = 16,46 \text{ N/mm}^2 \quad \text{resistenza di calcolo a compr. (per } R_{ck}=35 \text{ N/mm}^2)$$

- *acciaio*

$$f_y / 1,05 = 338,1 \text{ N/mm}^2 \quad \text{tensione di calcolo per acciaio S355 (} f_y=355 \text{ N/mm}^2)$$
$$E_a = 210000 \text{ N/mm}^2 \quad \text{modulo di elasticità}$$

risulta un momento ultimo plastico resistente:

$$M_{pl,Rd,2} = 11893,28 \text{ kNm} > M_{Sd,2} = 6516,22 \text{ kNm}$$

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione della trave 1 e della trave 3 con:

soletta	$b = 1,89 \text{ m}$, $s = 0,26 \text{ m}$
piattabanda superiore	$b = 0,50 \text{ m}$, $s = 0,04 \text{ m}$
anima	$b = 0,03 \text{ m}$, $s = 0,92 \text{ m}$
piattabanda inferiore	$b = 0,50 \text{ m}$, $s = 0,04 \text{ m}$

- *calcestruzzo*

$$0,85 \times 0,83 R_{ck} / 1,5 = 16,46 \text{ N/mm}^2 \quad \text{resistenza di calcolo a compr. (per } R_{ck}=35 \text{ N/mm}^2)$$

- *acciaio*

$$f_y / 1,05 = 338,1 \text{ N/mm}^2 \quad \text{tensione di calcolo per acciaio S355 (} f_y=355 \text{ N/mm}^2)$$
$$E_a = 210000 \text{ N/mm}^2 \quad \text{modulo di elasticità}$$

risulta un momento ultimo plastico resistente:

$$M_{pl,Rd,1} = 12121,03 \text{ kNm} > M_{Sd,1} = 8112,47 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,Rd,3} = 12121,03 \text{ kNm} > M_{Sd,3} = 7638,33 \text{ kNm}$$

3.3.2 Verifica a taglio

La resistenza ultima a taglio, in assenza di momento flettente, viene calcolata nell'ipotesi che l'area efficace dell'anima della trave sia sollecitata uniformemente alla tensione di calcolo a taglio pari a:

$$f_{yk} / (\gamma_{M0} \sqrt{3}) = 355 / (1,05 \times \sqrt{3}) = 195 \text{ N/mm}^2$$

L'area efficace dell'anima si assume pari al prodotto dell'altezza dell'anima per il suo spessore. Si trascura il contributo della soletta in calcestruzzo.

Risulta un taglio ultimo plastico resistente:

$$V_{pl,Rd} = 920 \times 30 \times 195 / 1000 = 5387,50 \text{ kN} > \max(V_{Sd,1}; V_{Sd,2}; V_{Sd,3}) = 1107,88 \text{ kN}$$

3.3.3 Interazione tra momento e taglio in campo plastico

Essendo:

$$V_{Sd,max} = 1107,88 \text{ kN} < 0,5 V_{pl,Rd} = 0,5 \times 5387,50 = 2693,75 \text{ kN}$$

si può trascurare l'influenza dell'azione tagliante sul momento di collasso plastico.

3.3.4 Verifica di resistenza della connessione trave - soletta

La collaborazione tra la trave metallica e la soletta è assicurata mediante pioli elettrosaldati all'ala della trave di acciaio. Per le verifiche si fa riferimento al punto 4.3.4.3.1 delle NTC.

In particolare sono previsti da calcolo in corrispondenza di ciascuna trave:

- 2 pioli $\phi = 22 \text{ mm}$, altezza $h_p = 180 \text{ mm}$ con passo 150 mm per 4,50 m dall'appoggio;
- 2 pioli $\phi = 22 \text{ mm}$, altezza $h_p = 180 \text{ mm}$ con passo 300 mm nella parte rimanente.

3.3.4.1 Caratteristiche e limitazioni dimensionali

Sono state verificate le geometrie scelte sulla base delle prescrizioni contenute al p.to 4.3.4.3.4 del D.M. 2008, al p.to 4.3.4.3.1.1 della Circolare relativa e al punto 4.7 della CNR 10016.

Si riassumono di seguito le caratteristiche principali della connessione.

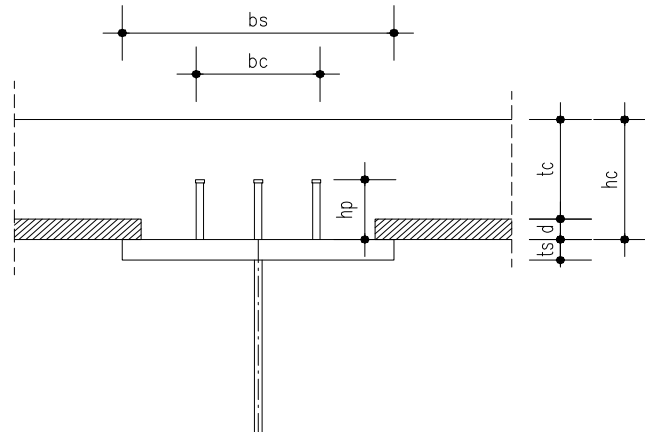
Pioli $\phi = 22 \text{ mm}$, area $A_p = 380 \text{ mm}^2$, altezza $h_p = 180 \text{ mm}$

Caratteristiche geometriche della piolatura:

larghezza impegnata dai connettori	$b_c = 200 + 22 = 222 \text{ mm}$
interasse trasversale	$i_t = 200 \text{ mm}$
interasse longitudinale (variabile)	$i_l = 150 \text{ mm}$ (per 4,50 m dall'appoggio)
	$i_l = 300 \text{ mm}$ (in mezzeria)

Caratteristiche geometriche della soletta e della piattabanda:

Spessore della soletta	$h_c = 260 \text{ mm}$
Spessore del raccordo	$d = 60 \text{ mm}$
Spessore della piattabanda superiore	$t_s = 40 \text{ mm}$
Larghezza della piattabanda superiore	$b_s = 500 \text{ mm}$



Pioli $\phi = 22$ mm, $i_t = 150$ mm:

CONDIZIONI DI VERIFICA

altezza pioli	$h_p = 180 \text{ mm} \geq d+0,6 t_c = 180 \text{ mm}$
altezza pioli	$h_p = 180 \text{ mm} \geq d+d_a+s_t+30 = 120 \text{ mm}$
altezza pioli	$h_p = 180 \text{ mm} \geq d+2d = 180 \text{ mm}$
altezza pioli	$h_p = 180 \text{ mm} \geq 3d_p = 66 \text{ mm}$
distanza pioli-bordo p.s.	$(b_s-b_c)/2 = 139 \text{ mm} \geq \max(2,5 t_s; 50) = 100 \text{ mm}$
distanza pioli-bordo p.s.	$(b_s-b_c)/2-d_p/2 = 128 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm}$
spessore piattabanda superiore	$t_s = 40 \text{ mm} \geq h_c / 25 = 10,4 \text{ mm}$
spessore raccordo	$d = 60 \text{ mm} \geq 0 \leq 2t_c = 400 \text{ mm}$
pendenza raccordo	$a/d = 6,67 \geq 1$
diametro pioli	$d_p = 22 \text{ mm} \leq 2,5 t_s = 100 \text{ mm}$
diametro pioli	$d_p = 22 \text{ mm} \geq 16 \leq 25 \text{ mm}$
interasse pioli	$i = 150 \text{ mm} \leq 22 t_s (235/f_y)^{1/2} = 716 \text{ mm}$
interasse pioli	$i = 150 \text{ mm} \leq \min(6 \cdot h_c; 800) = 800 \text{ mm}$
interasse pioli	$i = 150 \text{ mm} \geq 5 d_p = 110 \text{ mm}$
interasse trasversale pioli	$i_t = 200 \text{ mm} \geq 4 d_p = 88 \text{ mm}$
spessore anima	$t_w = 30 \text{ mm} \geq t_s / 6 = 6,7 \text{ mm}$
spessore anima	$t_w = 30 \text{ mm} \geq t_i / 7 = 5,7 \text{ mm}$
spessore anima	$t_w = 30 \text{ mm} \leq t_s = 40 \text{ mm}$
testa piolo	$s_t = 10 \text{ mm} \geq 0,4 d_p = 9 \text{ mm}$
testa piolo	$d_t = 35 \text{ mm} \geq 1,5 d_p = 33 \text{ mm}$

Pioli $\phi = 22$ mm, $i_t = 300$ mm:

CONDIZIONI DI VERIFICA

altezza pioli	$h_p = 180 \text{ mm} \geq d+0,6 t_c = 180 \text{ mm}$
altezza pioli	$h_p = 180 \text{ mm} \geq d+d_a+s_t+30 = 120 \text{ mm}$
altezza pioli	$h_p = 180 \text{ mm} \geq d+2d = 180 \text{ mm}$
altezza pioli	$h_p = 180 \text{ mm} \geq 3d_p = 66 \text{ mm}$
distanza pioli-bordo p.s.	$(b_s-b_c)/2 = 139 \text{ mm} \geq \max(2,5 t_s; 50) = 100 \text{ mm}$
distanza pioli-bordo p.s.	$(b_s-b_c)/2-d_p/2 = 128 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm}$
spessore piattabanda superiore	$t_s = 40 \text{ mm} \geq h_c / 25 = 10,4 \text{ mm}$
spessore raccordo	$d = 60 \text{ mm} \geq 0 \leq 2t_c = 400 \text{ mm}$
pendenza raccordo	$a/d = 6,67 \geq 1$
diametro pioli	$d_p = 22 \text{ mm} \leq 2,5 t_s = 100 \text{ mm}$
diametro pioli	$d_p = 22 \text{ mm} \geq 16 \leq 25 \text{ mm}$
interasse pioli	$i = 300 \text{ mm} \leq 22 t_s (235/f_y)^{1/2} = 716 \text{ mm}$
interasse pioli	$i = 300 \text{ mm} \leq \min(6 \cdot h_c; 800) = 800 \text{ mm}$
interasse pioli	$i = 300 \text{ mm} \geq 5 d_p = 110 \text{ mm}$
interasse trasversale pioli	$i_t = 200 \text{ mm} \geq 4 d_p = 88 \text{ mm}$
spessore anima	$t_w = 30 \text{ mm} \geq t_s / 6 = 6,7 \text{ mm}$
spessore anima	$t_w = 30 \text{ mm} \geq t_i / 7 = 5,7 \text{ mm}$
spessore anima	$t_w = 30 \text{ mm} \leq t_s = 40 \text{ mm}$
testa piolo	$s_t = 10 \text{ mm} \geq 0,4 d_p = 9 \text{ mm}$
testa piolo	$d_t = 35 \text{ mm} \geq 1,5 d_p = 33 \text{ mm}$

3.3.4.2 Resistenza di progetto dei connettori

La resistenza a taglio di progetto di un piolo può essere determinata in base al minore dei seguenti valori (p.to 4.3.4.3.1.2):

$$P_{Rd} = \min \begin{cases} 0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_c} / \gamma_v = 109,25 \\ 0,8 f_u (\pi d^2 / 4) / \gamma_v = 109,48 \end{cases} \Rightarrow P_{Rd} = 109,25 \text{ kN}$$

dove:

$f_{ck} = 29,05 \text{ N/mm}^2$ resistenza cilindrica caratteristica del cls (per $R_{ck}=35 \text{ N/mm}^2$)
 $E_c = 32588 \text{ N/mm}^2$ modulo elastico del cls

$f_u = 450 \text{ N/mm}^2$	resistenza ultima a trazione del piolo ($\leq 500 \text{ N/mm}^2$)
$d = 22 \text{ mm}$	diametro dei pioli
$h = 180 \text{ mm}$	altezza dei pioli
$\alpha = 1 \text{ (h/d=10)}$	$\alpha = 0.2 [(h/d)+1]$ per $3 \leq h/d \leq 4$
	$\alpha = 1$ per $h/d > 4$
$\gamma_v = 1.25$	coefficiente di sicurezza per connessioni

3.3.4.3 Valutazione delle sollecitazioni e verifica

Lo sforzo di scorrimento Q_d viene valutato moltiplicando lo sforzo di scorrimento unitario q_d per l'interasse i fra gli elementi di collegamento:

$$Q_d = q_d i \qquad q_d = V_d S / J$$

con: V_d	azione tagliante di calcolo
J	momento d'inerzia della sezione
S	momento statico della sezione rispetto al piano di scorrimento trave - soletta

Per effetto di ritiro e variazione termica differenziale, alle estremità delle travi si produce uno sforzo di scorrimento pari globalmente alla risultante delle tensioni normali nella sola sezione di acciaio (par. 3.3.3. della CNR 10016/85). Il relativo sforzo di scorrimento unitario si considera distribuito con legge triangolare avente ordinata massima in corrispondenza dell'estremità della trave e nulla alla distanza:

$$I_s = 0.06 (L+10b) + 7K (L-3b)$$

con: L	luce della trave
b	valore medio della larghezza di soletta, su ciascun lato della trave
K	cedevolezza del collegamento (mm^2/N) $K=0.003$ per collegamenti a piolo $K=0.0015$ per collegamenti di altro tipo

Nel caso in esame risulta:

- per le travi 1 e 3: $I_s = 2,35 \text{ m}$ ($L=22,80 \text{ m}$, $b=1,89 \text{ m}$, $K=0.003$);
Ritiro:
 $\sigma_G = (35,25-10,69) \times 1,20/2 = 14,74 \text{ N/mm}^2$
 $Q = \sigma_G A_a = 996,18 \text{ kN}$
 $q = 2 Q / I_s = 846,27 \text{ kN/m}$

$\Delta T = \pm 10 \text{ }^\circ\text{C}$:
 $\sigma_G = (17,02-5,02) \times 1,20/2 = 7,20 \text{ N/mm}^2$
 $Q = \sigma_G A_a = 486,81 \text{ kN}$
 $q = 2 Q / I_s = 413,56 \text{ kN/m}$

- per la trave 2: $I_s = 2,30 \text{ m}$ ($L=22,80 \text{ m}$, $b=1,68 \text{ m}$, $K=0.003$);
Ritiro:
 $\sigma_G = (33,81-10,29) \times 1,20/2 = 14,11 \text{ N/mm}^2$
 $Q = \sigma_G A_a = 954,01 \text{ kN}$
 $q = 2 Q / I_s = 830,34 \text{ kN/m}$

$\Delta T = \pm 10 \text{ }^\circ\text{C}$:
 $\sigma_G = (16,59-4,92) \times 1,20/2 = 7,00 \text{ N/mm}^2$
 $Q = \sigma_G A_a = 473,23 \text{ kN}$
 $q = 2 Q / I_s = 411,88 \text{ kN/m}$

Si riportano nelle tabelle che seguono gli sforzi di scorrimento unitari lungo la trave (per metà trave) ed i loro valori di calcolo massimi e minimi allo stato limite ultimo per la trave 1, per la trave 2 e per la trave 3.

Trave 1

Carichi/x	0,00	2,35	2,35	4,50	4,50	11,40
Permanenti portati	249,32	-				-
Ritiro	-	-				-
Delta T	-	-				-
Carichi mobili (max)	339,23	-				108,24
q finiture	181,82	144,27		110,05	110,05	0,00
q ritiro	-705,23	0,00		0,00		0,00
q delta T	-344,63	0,00		0,00		0,00
q carichi mobili	296,63	254,92		216,90	216,90	94,65
Massimo	117,86	399,19	399,19	326,95	326,95	94,65
Minimo	-868,04	144,27	144,27	110,05	110,05	0,00
Massimo con Rit = 0	823,09	399,19	399,19	326,95	326,95	94,65
Minimo con Rit = 0	-162,81	144,27	144,27	110,05	110,05	0,00

Trave 2

Carichi/x	0,00	2,30	2,30	4,50	4,50	11,40
Permanenti portati	41,38	-				-
Ritiro	-	-				-
Delta T	-	-				-
Carichi mobili (max)	379,97	-				127,29
q finiture	28,96	23,13		17,53	17,53	0,00
q ritiro	-691,95	0,00		0,00		0,00
q delta T	-343,23	0,00		0,00		0,00
q carichi mobili	324,34	280,87		239,20	239,20	108,66
Massimo	4,59	303,99	303,99	256,73	256,73	108,66
Minimo	-1006,22	23,13	23,13	17,53	17,53	0,00
Massimo con Rit = 0	696,54	303,99	303,99	256,73	256,73	108,66
Minimo con Rit = 0	-314,27	23,13	23,13	17,53	17,53	0,00

Trave 3

Carichi/x	0,00	2,35	2,35	4,50	4,50	11,40
Permanenti portati	62,07	-				-
Ritiro	-	-				-
Delta T	-	-				-
Carichi mobili (max)	690,64	-				217,42
q finiture	45,27	35,92		27,40	27,40	0,00
q ritiro	-846,27	0,00		0,00		0,00
q delta T	-413,56	0,00		0,00		0,00
q carichi mobili	603,92	518,47		440,58	440,58	190,12
Massimo	216,47	554,39	554,39	467,98	467,98	190,12
Minimo	-1214,56	35,92	35,92	27,40	27,40	0,00
Massimo con Rit = 0	1062,75	554,39	554,39	467,98	467,98	190,12
Minimo con Rit = 0	-368,29	35,92	35,92	27,40	27,40	0,00

Si riporta di seguito il diagramma di scorrimento di metà trave con i valori di calcolo, massimi e minimi, dello sforzo sollecitante e di quello resistente allo stato limite ultimo.

Per il calcolo dello sforzo di scorrimento resistente si considerano i seguenti connettori:

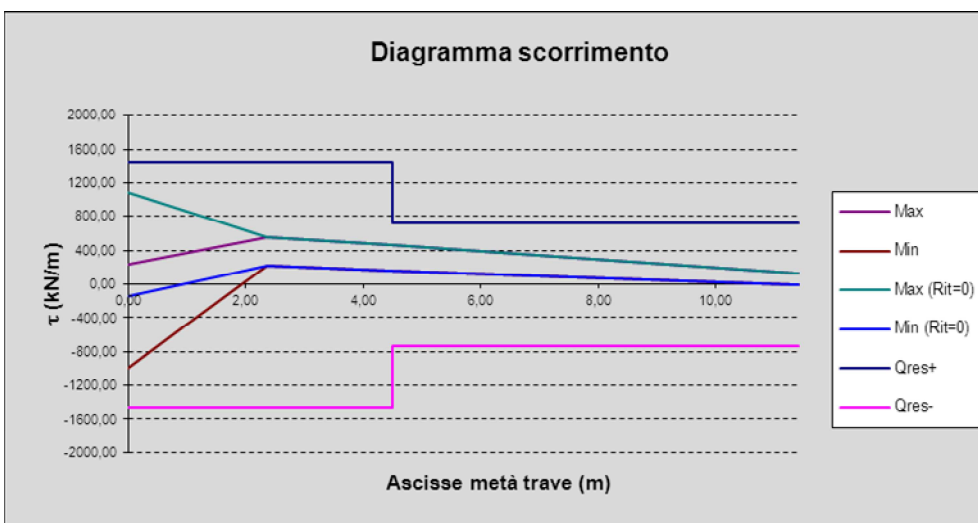
- tratto da $x=0,00$ a $x=4,50$ m
 2 pioli $\phi 22/150$ mm ($h=180$ mm)

$$q_{Rd\ SLU} = 109,25/0,15 \times 2 = 1457 \text{ kN/m}$$

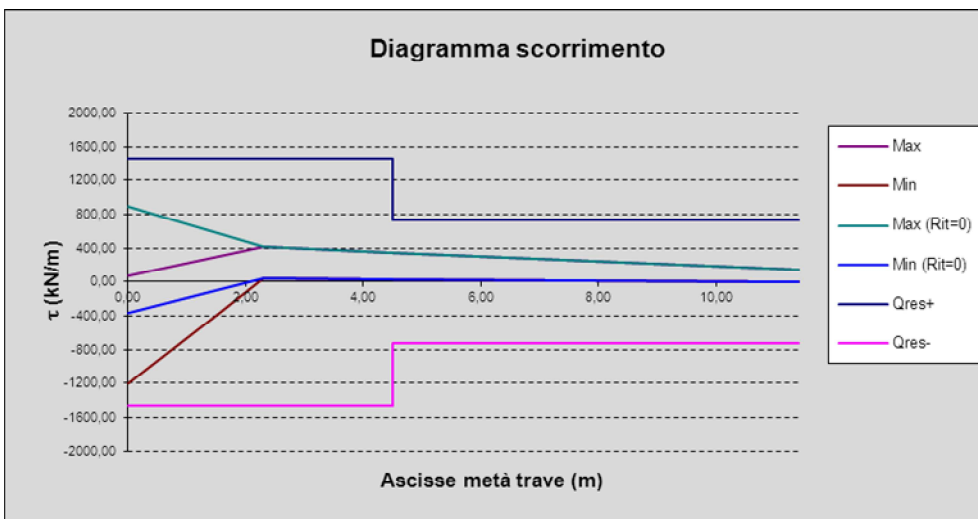
- tratto da $x=4,50$ a $x=11,40$ m
 2 pioli $\phi 22/300$ mm ($h=180$ mm)

$$q_{Rd\ SLU} = 109,25/0,30 \times 2 = 728 \text{ kN/m}$$

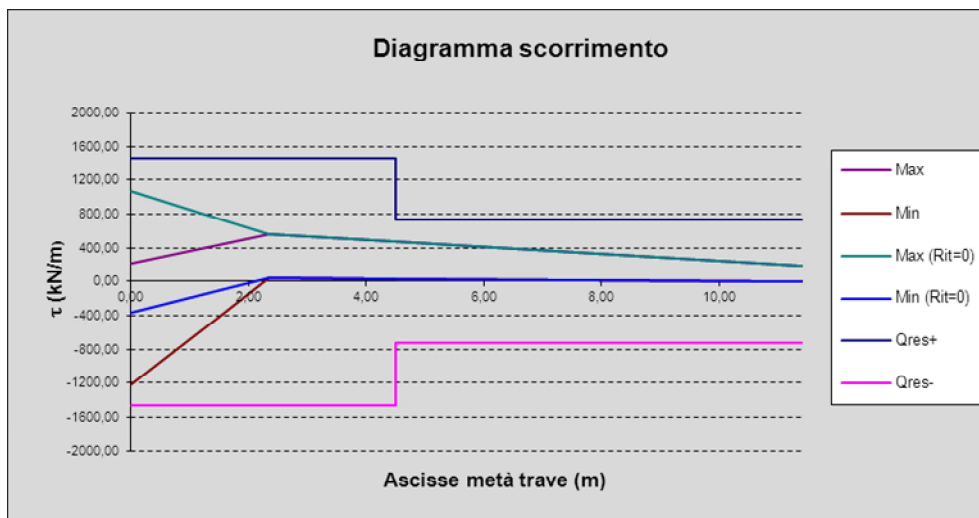
Trave 1



Trave 2



Trave 3



Adeguatezza della connessione a taglio

Il momento resistente plastico massimo della sezione composta vale (C4.3.4.3.1.1):

$$M_{pl.Rd} = 12121,03 \text{ kNm}$$

Il momento resistente plastico della sola trave di acciaio vale:

$$M_{pl.Rd,acciaio} = 2 S f_y / \gamma_a = 2 \times 12774 \times 355 / 1.05 \times 10^{-3} = 8637,66 \text{ kNm}$$

$$M_{pl.Rd} / M_{pl.Rd,acciaio} = 1,40 < 2,5$$

Poiché il rapporto è minore di 2.5 non devono essere effettuate verifiche supplementari sull'adeguatezza della connessione a taglio.

Calcolo plastico della connessione

La verifica della connessione è stata eseguita anche utilizzando il calcolo plastico. Si riportano di seguito i risultati.

$$V_{ld} = \min \left\{ \frac{A_a f_{yk}}{\gamma_a}; 0,85 \frac{A_c f_{ck}}{\gamma_c}; \frac{A_{se} f_{sk}}{\gamma_s} \right\} = 9228 \text{ kN}$$

dove:

$A_a = 67600 \text{ mm}^2$	è l'area del profilo di acciaio;
$A_c = 0,26 \times 1,89 \text{ m} = 491400 \text{ mm}^2$	è l'area della soletta di calcestruzzo;
$A_{se} = (1+1 \phi 14/20 \text{ cm}) \times 1,89 \text{ m} = 2909 \text{ mm}^2$	è l'area dell'armatura compressa;
$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$	è la tensione di snervamento dell'acciaio della trave;
$f_{ck} = 29,05 \text{ N/mm}^2$	è la resistenza caratteristica a compressione del cls;
$f_{sk} = 450 \text{ N/mm}^2$	è la tensione di snervamento dell'acciaio di armatura;
$\gamma_a = 1,05$	è il coefficiente di sicurezza dell'acciaio;
$\gamma_c = 1,50$	è il coefficiente di sicurezza del calcestruzzo;
$\gamma_s = 1,15$	è il coefficiente di sicurezza dell'acciaio di armatura;

La resistenza della connessione (su metà trave) è pari a:

$$V_{Rd} = 1457 \times 4,50 + 728 \times (11,40 - 4,50) = 11581 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta perché risulta:

$$V_{Rd} > V_{Id}$$

3.3.4.4 Verifica dell'armatura trasversale

Le NTC prescrivono un'armatura trasversale minima pari allo 0.2% dell'area di calcestruzzo longitudinale:

$$A_{s,min} = 0,002 \times 26 \times 100 = 5,2 \text{ cm}^2 < A_s = 20,93 + 13,40 = 34,33 \text{ cm}^2.$$

La resistenza di progetto per ciascuna potenziale superficie di rottura per scorrimento nella soletta può essere determinata tramite il minore fra i seguenti valori (C.N.R. 10016/2000 p.to 4.9):

$$V_{Rd} = \min \begin{cases} 2.5 A_{cv} \eta \tau_{Rd} + A_e f_{sk} / \gamma_s + v_{pd} \\ 0.2 A_{cv} \eta f_{ck} / \gamma_c + v_{pd} / \sqrt{3} \end{cases}$$

dove:

$\tau_{Rd} = 0.0525 f_{ck}^{2/3} / \gamma_c = 0.33 \text{ N/mm}^2$	resistenza unitaria a taglio di calcolo del cls
$f_{ck} = 29,05 \text{ N/mm}^2$	resistenza cilindrica caratteristica del cls (per $R_{ck}=35 \text{ N/mm}^2$)
$\gamma_c = 1,5$	coefficiente di sicurezza per calcestruzzo
$f_{sk} = 450 \text{ N/mm}^2$	tensione caratteristica di snervamento dell'armatura (per acciaio B450C)
$\gamma_s = 1,15$	coefficiente di sicurezza per acciaio da armatura
$\eta = 1,0$	per calcestruzzi di massa volumica ordinaria
A_{cv}	area media della sezione trasversale, per unità di lunghezza di trave della superficie di scorrimento considerata
A_e	somma delle aree delle armature trasversali, per unità di lunghezza di trave che attraversano la superficie di scorrimento considerata
v_{pd}	contributo della lamiera di acciaio

Si considera come sollecitazione la resistenza della connessione a taglio pari a:

$$\begin{aligned} V_{Sd} &= 1457 \text{ kN} && \text{per il tratto con connettori doppi ad interasse } i=0,15 \text{ m;} \\ V_{Sd} &= 728 \text{ kN} && \text{per il tratto con connettori doppi ad interasse } i=0,30 \text{ m.} \end{aligned}$$

Tratto con connettori doppi ad interasse $i=0.15 \text{ m}$

a) superficie di rottura verticale che taglia la soletta (a-a):

$$l_e = 0,26 \text{ m}$$

$$A_{cv} = 0,26 \times 1,00 \times 2 = 0,52 \text{ m}^2$$

$$A_e = 2 \times (1\phi 20/15 \text{ cm} + 1\phi 16/15 \text{ cm}) = 68,67 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (\text{armatura superiore e inferiore soletta})$$

$$V_{Rd} = \min \begin{cases} 2.5 \times 0,52 \times 1,0 \times 0,33 \times 1000 + 68,67 \times 450 / 1.15 \times 10 = 3116,93 \text{ kN/m} \\ 0.2 \times 0,52 \times 1,0 \times 29,05 / 1,5 \times 1000 = 2014,13 \text{ kN/m} \end{cases} \Rightarrow V_{Rd} = 2014,13 \text{ kN/m}$$

$$v_{Sd} = 1457 \text{ kN/m} < v_{Rd} = 2014,13 \text{ kN/m}$$

b) superficie di rottura attorno ai 2 pioli (b-b):

$$l_e = 0,18 \times 2 + 0,20 + 0,03 = 0,59 \text{ m}$$

$$A_{cv} = 0,59 \times 1,00 = 0,59 \text{ m}^2$$

$$A_e = 2 \times (1\phi 16/15 \text{ cm}) = 26,80 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (\text{armatura inferiore soletta})$$

$$v_{Rd} = \min \begin{cases} 2,5 \times 0,59 \times 1,0 \times 0,33 \times 1000 + 26,80 \times 450 / 1,15 \times 10 = 1536,55 \text{ kN/m} \\ 0,2 \times 0,59 \times 1,0 \times 29,05 / 1,5 \times 1000 = 2285,27 \text{ kN/m} \end{cases} \Rightarrow v_{Rd} = 1536,55 \text{ kN/m}$$

$$v_{Sd} = 1457 \text{ kN/m} < v_{Rd} = 1536,55 \text{ kN/m}$$

Tratto con connettori doppi ad interasse $i=0.30 \text{ m}$

Le verifiche sono automaticamente soddisfatte perché le resistenze per le due superfici a-a e b-b sono uguali a quelle relative al tratto con connettori doppi ad interasse 0,15 m ma la sollecitazione è minore ($728 \text{ kN} < 1457 \text{ kN}$).

3.4 Stati limite ultimi di stabilità per la sezione metallica

3.4.1 Verifica di stabilità del corrente compresso

Si esegue la verifica di stabilità della piattabanda superiore della trave in acciaio durante la fase di getto della soletta (fase 1) secondo quanto previsto al p.to 4.2.4.1.3.2 del D.M. 14/01/2008 e Circolare Ministeriale corrispondente.

Deve risultare:

$$M_{Ed} < M_{b,Rd}$$

M_{Ed} è il massimo momento flettente di calcolo;

$M_{b,Rd}$ è il momento resistente di progetto per l'instabilità.

In particolare

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

dove:

χ_{LT} è il fattore di riduzione per l'instabilità flesso-torsionale;

W_y è il modulo resistente della sezione

γ_{M1} è il coefficiente di sicurezza per la resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali.

Si precisa che la valutazione del momento critico è stata fatta secondo la formula proposta al p.to C4.2.4.1.3.2 per sezioni doppiamente simmetriche ad I o H.

Il momento sollecitante di calcolo significativo ai fini della verifica è:

$$M_{Ed, \text{fase 1}} = 1165,09 \times 1,35 = 1572,87 \text{ kNm}$$

dove 1,35 è il coefficiente amplificativo dei carichi dovuti ai pesi propri.

VERIFICA DI INSTABILITA' FLESSO-TORSIONALE

(p.to 4.2.4.1.3.2 D.M. 2008 e p.to C4.2.4.1.3.2 C.M. n. 617 2009)

$f_y =$	355	N/mm ²	tensione di snervamento dell'acciaio
$\gamma_{M1} =$	1,10	N/mm ²	coefficiente di sicurezza per instabilità (ponti)
$h =$	1000	mm	altezza della trave
$b =$	500	mm	larghezza della piattabanda
$t_w =$	40	mm	spessore della piattabanda
$L_{cr} =$	22800	mm	lunghezza di libera inflessione laterale
$E =$	210000	N/mm ²	
$G =$	80769	N/mm ²	
$J_y =$	835403000	mm ⁴	Inerzia flessionale (misurata rispetto all'asse debole y-y)
$J_x =$	11168053000	mm ⁴	Inerzia flessionale (misurata rispetto all'asse forte x-x)
$J_T =$	23303500	mm ⁴	Inerzia torsionale
$J_W =$	1,92E+14	mm ⁶	Inerzia torsionale secondaria (tab. 8.33 Ballio-Mazzolani)
$M_A =$	0	kNm	Massimo momento flettente agente all'estremità della trave
$M_B =$	0	kNm	Minimo momento flettente agente all'estremità della trave
$\psi =$	1,00		Coeff. che tiene conto della distribuzione di momento flettente (se $M_A=M_B=0$, considero $\psi=1,75-1,05+0,30$)
$M_{cr} =$	2969,7	kNm	Momento critico elastico di instabilità torsionale (C4.2.4.1.3.2)
$\lambda_{LT} =$	1,63		
$k_c =$	0,940		
$f =$	1,01		
$\lambda_{LT,0} =$	0,4		$0,2 < \lambda_{LT,0} < 0,4$
$\beta =$	0,75		$0,75 < \beta < 1,0$
$h/b =$	2		
curva	c		Dalla tabella 4.2.VII in funzione di h/b
$\alpha_{LT} =$	0,49		Dalla tabella 4.2.VI in funzione della curva di instabilità
$\phi_{LT} =$	1,8		
$X_{LT} =$	0,338	<	0,370173 OK --> $X_{LT} = 0,338274$
$\gamma_{instab} =$	1,10		
$W_{EL} =$	22336106,00	mm ³	Modulo resistente; per sezioni 1 e 2 è possibile assumere W_{PL}
$M_{b,Rd} =$	2438,4	kNm	Momento resistente di progetto per l'instabilità

La verifica risulta soddisfatta in quanto:

$$M_{b,Rd} = 2438,4 \text{ kNm} > M_{Ed, fase 1} = 1572,87 \text{ kNm}$$

3.4.2 Verifiche di stabilità dell'anima

3.4.2.1 Verifica all'imbozzamento dei pannelli d'anima

Secondo quanto previsto dal p.to C. 4.2.4.1.3.4.1 della C.M. 02/02/2009 la verifica di stabilità dei pannelli d'anima non deve essere eseguita quando:

$$\frac{h_w}{t} \leq \frac{72}{\eta} \varepsilon \quad (\text{per pannelli non irrigiditi})$$

$$\frac{h_w}{t} \leq \frac{31}{\eta} \varepsilon \sqrt{k_\tau} \quad (\text{per pannelli irrigiditi})$$

con $\varepsilon = \sqrt{235/f_{yk}} = 0.814$ e $\eta = 1.2$

Nel caso in esame:

$$h_w/t = 920/30 = 30,7$$

$$\varepsilon = \sqrt{(235/f_{yk})} = 0,814$$

$$\eta = 1,20$$

$$72 \varepsilon / \eta = 49$$

Poiché $30,7 < 49$ la verifica non è necessaria.

3.4.2.2 Verifica per carichi concentrati

Si effettua la verifica secondo quanto prescritto al p.to 7.6.3 della CNR 10011; deve risultare:

$$F / (t_w b_{eff}) = 40,1 \text{ N/mm}^2 \leq 230000/v [1+2 (h_w/a)^2] (t_w/h_w)^2 = 245,4 \text{ N/mm}^2$$

F = 1107,9 kN	carico concentrato applicato
$h_w = 920 \text{ mm}$	altezza dell'anima
$a = 22800 \text{ mm}$	interasse degli irrigidimenti trasversali
$b_{eff} = 920 \text{ mm}$	la minore tra le dimensioni a ed h_w
$t_w = 30 \text{ mm}$	spessore dell'anima
$v = 1.0$	coefficiente per verifiche agli stati limite

e anche:

$$F / (t_w (c+2t)) = 97,2 \text{ N/mm}^2 \leq 1.15 f_d = 371 \text{ N/mm}^2$$

c = 300 mm	lunghezza del tratto sul quale è applicato il carico F
t = 40 mm	spessore totale attraverso il quale si ripartisce il carico
$f_d = 322.7 \text{ N/mm}^2$	resistenza di calcolo agli stati limite per acciaio S355 = $f_y/1.10$

3.4.2.3 Irrigidimenti trasversali

Al fine di garantire una adeguata rigidezza flessionale del piatto di irrigidimento, al punto C4.2.4.1.3.4.1 del D.M. 14/01/2008 si impone che la rigidezza del piatto sia maggiore del valore minimo:

$$J_{st} > 0,75 h_w t_w^3 = 18630000 \text{ mm}^4 \quad (\text{per } a/h_w > \sqrt{2})$$

$h_w = 920 \text{ mm}$	altezza dell'anima tra le piattabande
$t_w = 30 \text{ mm}$	spessore dell'anima
$a = 22800 \text{ mm}$	interasse degli irrigidimenti trasversali
$\alpha = 24,78 > \sqrt{2}$	rapporto a/h_w

Si adottano dei piatti di irrigidimento di dimensioni $b_p \times t_p = 150 \times 20 \text{ mm}$:

$$J = 20 \times 150^3 / 12 + 20 \times 150 \times (150/2)^2 = 22500000 \text{ mm}^4 > 18630000 \text{ mm}^4$$

Per evitare l'imbozzamento del piatto di irrigidimento, si verifica che la nervatura soddisfi le limitazioni dei rapporti larghezza-spessore secondo quanto stabilito al punto 7.2.6. della CNR 10011/97 per gli elementi in parete sottile delle aste compresse.

Per sezioni aperte di tipo a) (pareti sottili con un bordo non irrigidito) e per acciaio S355 deve essere:

$$b_p / t_p \leq 12 \quad (\text{dal Prospetto 7-V})$$

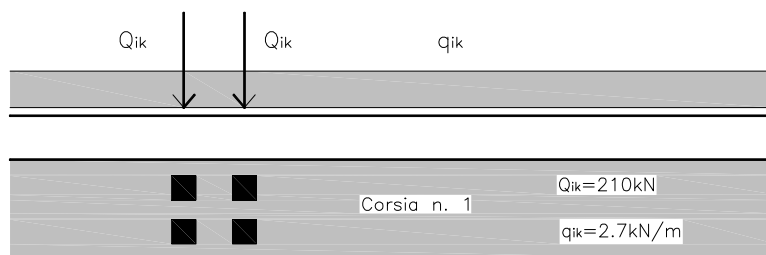
b_p larghezza del piatto di irrigidimento
 t_p spessore del piatto di irrigidimento

$$b_p / t_p = 150/20 = 7,5 < 12$$

3.5 Stato limite ultimo di fatica

Si riporta la verifica a fatica secondo quanto previsto dal p.to 4.2.4.1.4 del D.M. 14/01/2008 e relativa Circolare.

Si precisa che nel calcolo è stato adottato per i carichi mobili il modello di carico di fatica 1 corrispondente alla verifica a fatica per vita illimitata (p.to 5.1.4.3 D.M. 2008) che prevede di adottare lo schema di carico 1 con valore dei carichi concentrati ridotti del 30% e valori dei carichi distribuiti ridotti del 70%. Si riporta in figura a titolo esemplificativo lo schema per la colonna 1.



Per la valutazione delle sollecitazioni provocate nella trave oggetto di analisi dal modello di carico sopra descritto si adotta la stessa ripartizione utilizzata per le verifiche di resistenza (*paragrafo 3.2.3*):

La verifica a vita illimitata è stata eseguita controllando che:

$$\Delta\sigma_{\max, d} = \gamma_{Mf} \Delta\sigma_{\max} < \Delta\sigma_D$$

$$\Delta\tau_{\max, d} = \gamma_{Mf} \Delta\tau_{\max} < \Delta\tau_D = \Delta\tau_L$$

con:

$$\gamma_{Mf} = 1,15$$

$$\Delta\sigma_D = 0,737 \Delta\sigma_C$$

$$\Delta\tau_L = 0,457 \Delta\tau_C$$

Come classi dei dettagli si adottano quelle indicate dalla C. M. 2009 al p. to C4.2.4.1.4.4:

- Tabella C.4.2.XIV C.M. 02/02/2009; particolare 1 => $\Delta\sigma_C = 125 \text{ N/mm}^2$
 $\Delta\sigma_D = 0,737 \times 125 = 92,13 \text{ N/mm}^2$
- Tabella C.4.2.XVII.b C.M. 02/02/2009; particolare 8 => $\Delta\tau_C = 80 \text{ N/mm}^2$
 $\Delta\tau_D = 0,457 \times 80 = 36,56 \text{ N/mm}^2$

Si riportano nelle tabelle che seguono le caratteristiche geometriche relative alle tre tipologie di trave, le tensioni corrispondenti alle azioni sollecitanti e le tensioni derivanti dalle combinazioni delle precedenti, costruite in modo tale da fornire la minima e la massima tensione. Come previsto per lo stato limite di fatica, si sono assunti coefficienti parziali $\gamma_F = 1$.

3.5.1 Verifica della trave 1

Caratteristiche delle sezioni

	Fase 1	Fase 2	Fase 3
Area ideale	676,0 cm ²	1.014,9 cm ²	1.439,0 cm ²
Altezza della sezione acciaio	100,0 cm	100,0 cm	100,0 cm
Spessore soletta calcestruzzo	0,0 cm	26,0 cm	26,0 cm
Spessore piattabanda inferiore	4,0 cm	4,0 cm	4,0 cm
Spessore piattabanda superiore	4,0 cm	4,0 cm	4,0 cm
Altezza baricentro	50,0 cm	71,0 cm	83,4 cm
Momento d'inerzia baricentrico	1.116.805,3	2.105.761,7	2.582.456,8
Momento statico attacco piatt. inferiore	9.600,0	14.143,4	16.196,9
Momento statico attacco piatt. superiore	9.600,0	20.413,4	25.300,5
Momento statico baricentrico	12.774,0	21.226,5	25.554,6
Spessore anima	3,0 cm	3,0 cm	3,0 cm
coefficiente di omogenizzazione	-	12,89	6,44

Verifiche

		M (kNm)	N (kN)	V (kN)	Trave acciaio		
					σ_{sup}	σ_{inf}	τ
g_1	Pesi propri strutturali (fase 1)	1165,09	0,00	204,40	52,16	-52,16	7,79
g_2	Permanenti portati (fase 2)	1421,11	0,00	249,32	19,55	-47,94	8,38
ε_2	Ritiro e viscosità (fase 2)	967,47	4258,80	0,00	34,34	-11,60	0,00
ε_3	Variazioni termiche (fase 3)	569,06	1703,52	0,00	17,02	-5,02	0,00
q_1	Carichi mobili	1063,36	0,00	190,76	6,83	-34,34	6,29

σ_{min}	Minima tensione				54,69	-95,09	16,17
σ_{max}	Massima tensione				129,90	-151,06	22,46
Δ_{max}	Variazione massima				75,21	-55,98	6,29
$\Delta_{max, d}$	Δ tensione di progetto $\Delta\sigma_{max, d}$ $\Delta\tau_{max, d}$				86,50	-64,37	7,24
	VERIFICA				OK	OK	OK

3.5.2 Verifica della trave 2

Caratteristiche delle sezioni

	Fase 1	Fase 2	Fase 3
Area ideale	676,0 cm ²	1.014,9 cm ²	1.354,3 cm ²
Altezza della sezione acciaio	100,0 cm	100,0 cm	100,0 cm
Spessore soletta calcestruzzo	0,0 cm	26,0 cm	26,0 cm
Spessore piattabanda inferiore	4,0 cm	4,0 cm	4,0 cm
Spessore piattabanda superiore	4,0 cm	4,0 cm	4,0 cm
Altezza baricentro	50,0 cm	71,0 cm	81,6 cm
Momento d'inerzia baricentrico	1.116.805,3	2.031.771,5	2.498.775,6
Momento statico attacco piatt. inferiore	9.600,0	13.807,2	15.910,5
Momento statico attacco piatt. superiore	9.600,0	19.613,1	24.619,0
Momento statico baricentrico	12.774,0	20.547,9	24.932,1
Spessore anima	3,0 cm	3,0 cm	3,0 cm
coefficiente di omogenizzazione	-	12,89	6,44

Verifiche

		M (kNm)	N (kN)	V (kN)	Trave acciaio		
					σ_{sup}	σ_{inf}	τ
g_1	Pesi propri strutturali (fase 1)	1165,09	0,00	204,40	52,16	-52,16	7,79
g_2	Permanenti portati (fase 2)	235,88	0,00	41,38	3,36	-8,25	1,40
ε_2	Ritiro e viscosità (fase 2)	895,88	4258,80	0,00	33,81	-10,29	0,00
ε_3	Variazioni termiche (fase 3)	537,51	1703,52	0,00	16,59	-4,92	0,00
q_1	Carichi mobili	1218,12	0,00	218,66	7,83	-39,34	7,27

σ_{min}	Minima tensione				38,94	-55,49	9,19
σ_{max}	Massima tensione				113,75	-114,96	16,46
Δ_{max}	Variazione massima				74,81	-59,47	7,27
$\Delta_{max, d}$	Δ tensione di progetto $\Delta\sigma_{max, d} \Delta\tau_{max, d}$				86,04	-68,39	8,36
	VERIFICA				OK	OK	OK

3.5.3 Verifica della trave 3

Caratteristiche delle sezioni

	Fase 1	Fase 2	Fase 3
Area ideale	676,0 cm ²	1.057,2 cm ²	1.439,0 cm ²
Altezza della sezione acciaio	100,0 cm	100,0 cm	100,0 cm
Spessore soletta calcestruzzo	0,0 cm	26,0 cm	26,0 cm
Spessore piattabanda inferiore	4,0 cm	4,0 cm	4,0 cm
Spessore piattabanda superiore	4,0 cm	4,0 cm	4,0 cm
Altezza baricentro	50,0 cm	72,7 cm	83,4 cm
Momento d'inerzia baricentrico	1.116.805,3	2.105.761,7	2.582.456,8
Momento statico attacco piatt. inferiore	9.600,0	14.143,4	16.196,9
Momento statico attacco piatt. superiore	9.600,0	20.413,4	25.300,5
Momento statico baricentrico	12.774,0	21.226,5	25.554,6
Spessore anima	3,0 cm	3,0 cm	3,0 cm
coefficiente di omogenizzazione	-	12,89	6,44

Verifiche		M (kNm)	N (kN)	V (kN)	Trave acciaio		
					σ_{sup}	σ_{inf}	τ
g_1	Pesi propri strutturali (fase 1)	1165,09	0,00	204,40	52,16	-52,16	7,79
g_2	Permanenti portati (fase 2)	235,88	0,00	41,38	3,06	-8,15	1,39
ε_2	Ritiro e viscosità (fase 2)	967,47	4258,80	0,00	35,25	-10,69	0,00
ε_3	Variazioni termiche (fase 3)	569,06	1703,52	0,00	17,02	-5,02	0,00
q_1	Carichi mobili	1593,91	0,00	285,90	10,24	-51,48	9,43
σ_{min}	Minima tensione				38,20	-55,29	9,18
σ_{max}	Massima tensione				117,73	-127,49	18,61
Δ_{max}	Variazione massima				79,53	-72,20	9,43
$\Delta_{max, d}$	Δ tensione di progetto $\Delta\sigma_{max,d} \Delta\tau_{max,d}$				91,46	-83,03	10,84
	VERIFICA				OK	OK	OK

3.5.4 Verifica dei connettori

Si verificano i connettori considerando come carico sollecitante a fatica quello provocato dai carichi mobili. Note le sollecitazioni di taglio e le caratteristiche geometriche delle sezioni, la verifica è stata condotta secondo il p.to C4.2.4.1.4.5 della normativa di riferimento, controllando che:

$$\Delta\tau_D < \Delta\tau_C$$

dove:

$\Delta\tau_C$ è la classe del particolare in esame (90 N/mm²);
 $\Delta\tau_D = \gamma_{Mf} \tau = 1,15 \tau$ è il valore di progetto della massima escursione di tensione tangenziale;
 $\tau = q i / n A$ è la tensione tangenziale dovuta ai carichi mobili;
 $q = V_{Sd} S / J$ è lo scorrimento dovuto al taglio V_{Sd} .

	ZONA 1 ($\phi 20/150\text{mm}$)				ZONA 2 ($\phi 20/300\text{mm}$)			
	q	τ	$\Delta\tau, D$	VERIFICA	q	τ	$\Delta\tau, D$	VERIFICA
	[kN/m]	[N/mm ²]			[kN/m]	[N/mm ²]		
TRAVE 1	166,81	32,91	37,85	OK	127,12	50,16	57,68	OK
TRAVE 2	186,64	36,82	42,35	OK	124,59	49,16	56,54	OK
TRAVE 3	250,00	49,32	56,72	OK	190,23	75,06	86,32	OK

Per tutte le travi la verifica è soddisfatta perché il valore della massima escursione di tensione è inferiore al valore limite.

Taglio

Tensioni tangenziali		V (kN)	Massima τ	Att. sup. τ	Att. inf. τ	
g ₁	Pesi propri strutturali (fase 1)	204,40	7,79	5,86	5,86	
g ₂	Permanenti portati (fase 2)	249,32	8,38	8,06	5,58	
ϵ_2	Ritiro e viscosità (fase 2)	0,00	0,00	0,00	0,00	
ϵ_3	Variazioni termiche (fase 3)	0,00	0,00	0,00	0,00	
q ₁	Carichi mobili / neve TI	16,72	0,55	0,55	0,35	
	Carichi mobili TII					
	Carichi mobili TIII					
	Carichi mobili TIV					
Combinazione TI con Delta T positivo		Ritiro non contribuisce	470,44	16,72	14,46	11,79
Combinazione TI con Delta T negativo			470,44	16,72	14,46	11,79
Combinazione TII con Delta T positivo			792,95	27,36	24,99	18,53
Combinazione TII con Delta T negativo			792,95	27,36	24,99	18,53
Combinazione TIII con Delta T positivo			667,28	23,21	20,89	15,90
Combinazione TIII con Delta T negativo			667,28	23,21	20,89	15,90
Combinazione TIV con Delta T positivo			667,28	23,21	20,89	15,90
Combinazione TIV con Delta T negativo			667,28	23,21	20,89	15,90

Verifiche

Massima tensione di compressione soletta	8,76	N/mmq	<	17,43	N/mm ²
Massima tensione di trazione soletta	2,18	N/mmq	<	2,38	N/mm ²
Massima tensione di compressione trave	135,05	N/mmq	<	284,00	N/mm ²
Massima tensione di trazione trave	178,29	N/mmq	<	284,00	N/mm ²
Massima tensione tagliante trave	27,36	N/mmq	<	195,20	N/mm ²
Massima tensione ideale trave	168,83	N/mmq	<	284,00	N/mm ²

3.6.1.2 Trave 2

Flessione e taglio

Tensioni normali		M (kNm)	N (kN)	V (kN)	Soletta cls		Trave acciaio		Attacco piatt. sup.			Attacco piatt. inf.		
					σ_{sup}	σ_{inf}	σ_{sup}	σ_{inf}	σ	τ	σ_{id}	σ	τ	σ_{id}
g ₁	Pesi propri strutturali (fase 1)	1165,09	0,00	204,40	0,00	0,00	52,16	-52,16	47,99	5,86	49,05	-47,99	5,86	49,05
g ₂	Permanenti portati (fase 2)	235,88	0,00	41,38	0,50	0,26	3,36	-8,25	2,90	1,33	3,70	-7,78	0,94	7,95
ϵ_2	Ritiro e viscosità (fase 2)	895,88	4258,80	0,00	-1,38	-2,27	33,81	-10,29	32,04	0,00	32,04	-8,52	0,00	8,52
ϵ_3	Variazioni termiche (fase 3)	537,51	1703,52	0,00	-1,21	-1,65	16,59	-4,92	15,73	0,00	15,73	-4,06	0,00	4,06
q ₁	Carichi mobili / neve TI	95,30	0,00	16,72	0,26	0,11	0,70	-3,11	0,55	0,55	1,10	-2,96	0,35	3,02
	Carichi mobili TII	2125,52	0,00	379,97	5,87	2,44	15,69	-69,37	12,29	12,48	24,86	-65,97	8,06	67,43
	Carichi mobili TIII	1358,11	0,00	243,57	3,75	1,56	10,03	-44,33	7,85	8,00	15,93	-42,15	5,17	43,09
	Carichi mobili TIV	1358,11	0,00	243,57	3,75	1,56	10,03	-44,33	7,85	8,00	15,93	-42,15	5,17	43,09
Combinazione TI con Delta T positivo		2929,67	-	-	-1,83	-3,54	106,62	-78,73	99,21	7,74	100,11	-71,31	7,15	72,38
Combinazione TI con Delta T negativo		1854,64	-	-	0,59	-0,25	73,45	-68,88	67,75	7,74	69,07	-63,19	7,15	64,39
Combinazione TII con Delta T positivo		4959,88	-	-	3,78	-1,21	121,61	-144,99	110,95	19,67	116,06	-134,32	14,86	136,77
Combinazione TII con Delta T negativo		3884,86	-	-	6,20	2,08	88,43	-135,14	79,49	19,67	86,48	-126,20	14,86	128,80
Combinazione TIII con Delta T positivo		4192,48	-	-	1,66	-2,09	115,95	-119,94	106,51	15,19	109,71	-110,51	11,96	112,43
Combinazione TIII con Delta T negativo		3117,45	-	-	4,08	1,20	82,77	-110,10	75,05	15,19	79,53	-102,38	11,96	104,46
Combinazione TIV con Delta T positivo		4192,48	-	-	1,66	-2,09	115,95	-119,94	106,51	15,19	109,71	-110,51	11,96	112,43
Combinazione TIV con Delta T negativo		3117,45	-	-	4,08	1,20	82,77	-110,10	75,05	15,19	79,53	-102,38	11,96	104,46
Combinazione TI con Delta T positivo		2033,78	-	-	-0,45	-1,28	72,82	-68,44	67,17	7,74	68,49	-62,79	7,15	64,00
Combinazione TI con Delta T negativo		958,76	-	-	1,97	2,02	39,64	-58,60	35,71	7,74	38,14	-54,67	7,15	56,05
Combinazione TII con Delta T positivo		4064,00	-	-	5,15	1,05	87,81	-134,70	78,90	19,67	85,94	-125,80	14,86	128,41
Combinazione TII con Delta T negativo		2988,98	-	-	7,58	4,34	54,63	-124,86	47,45	19,67	58,41	-117,68	14,86	120,46
Combinazione TIII con Delta T positivo		3296,60	-	-	3,03	0,17	82,14	-109,66	74,47	15,19	78,98	-101,98	11,96	104,07
Combinazione TIII con Delta T negativo		2221,57	-	-	5,46	3,46	48,96	-99,81	43,01	15,19	50,42	-93,86	11,96	96,12
Combinazione TIV con Delta T positivo		3296,60	-	-	3,03	0,17	82,14	-109,66	74,47	15,19	78,98	-101,98	11,96	104,07
Combinazione TIV con Delta T negativo		2221,57	-	-	5,46	3,46	48,96	-99,81	43,01	15,19	50,42	-93,86	11,96	96,12

Taglio

Tensioni tangenziali		V (kN)	Massima τ	Att. sup. τ	Att. inf. τ
g ₁	Pesi propri strutturali (fase 1)	204,40	7,79	5,86	5,86
g ₂	Permanenti portati (fase 2)	41,38	1,40	1,33	0,94
ε ₂	Ritiro e viscosità (fase 2)	0,00	0,00	0,00	0,00
ε ₃	Variazioni termiche (fase 3)	0,00	0,00	0,00	0,00
q ₁	Carichi mobili / neve TI	16,72	0,56	0,55	0,35
	Carichi mobili TII	379,97	12,64	12,48	8,06
	Carichi mobili TIII	243,57	8,10	8,00	5,17
	Carichi mobili TIV	243,57	8,10	8,00	5,17
Combinazione TI con Delta T positivo		262,50	9,74	7,74	7,15
Combinazione TI con Delta T negativo		262,50	9,74	7,74	7,15
Combinazione TII con Delta T positivo		625,75	21,83	19,67	14,86
Combinazione TII con Delta T negativo		625,75	21,83	19,67	14,86
Combinazione TIII con Delta T positivo		489,35	17,29	15,19	11,96
Combinazione TIII con Delta T negativo		489,35	17,29	15,19	11,96
Combinazione TIV con Delta T positivo		489,35	17,29	15,19	11,96
Combinazione TIV con Delta T negativo		489,35	17,29	15,19	11,96

Verifiche

Massima tensione di compressione soletta	7,58	N/mmq	<	17,43	N/mm ²
Massima tensione di trazione soletta	3,54	N/mmq	>	2,38	N/mm ²
Massima tensione di compressione trave	121,61	N/mmq	<	284,00	N/mm ²
Massima tensione di trazione trave	144,99	N/mmq	<	284,00	N/mm ²
Massima tensione tagliante trave	21,83	N/mmq	<	195,20	N/mm ²
Massima tensione ideale trave	136,77	N/mmq	<	284,00	N/mm ²

3.6.1.3 Trave 3

Flessione e taglio

Tensioni normali		M (kNm)	N (kN)	V (kN)	Soletta cls		Trave acciaio		Attacco piatt. sup.			Attacco piatt. inf.		
					σ ^{sup}	σ ^{inf}	σ ^{sup}	σ ^{inf}	σ	τ	σ _{id}	σ	τ	σ _{id}
g ₁	Pesi propri strutturali (fase 1)	1165,09	0,00	204,40	0,00	0,00	52,16	-52,16	47,99	5,86	49,05	-47,99	5,86	49,05
g ₂	Permanenti portati (fase 2)	235,88	0,00	41,38	0,50	0,26	3,36	-8,25	2,90	1,33	3,70	-7,78	0,94	7,95
ε ₂	Ritiro e viscosità (fase 2)	895,88	4258,80	0,00	-1,38	-2,27	33,81	-10,29	32,04	0,00	32,04	-8,52	0,00	8,52
ε ₃	Variazioni termiche (fase 3)	537,51	1703,52	0,00	-1,21	-1,65	16,59	-4,92	15,73	0,00	15,73	-4,06	0,00	4,06
q ₁	Carichi mobili / neve TI	95,30	0,00	16,72	0,26	0,11	0,70	-3,11	0,55	0,55	1,10	-2,96	0,35	3,02
	Carichi mobili TII	2125,52	0,00	379,97	5,87	2,44	15,69	-69,37	12,29	12,48	24,86	-65,97	8,06	67,43
	Carichi mobili TIII	1358,11	0,00	243,57	3,75	1,56	10,03	-44,33	7,85	8,00	15,93	-42,15	5,17	43,09
	Carichi mobili TIV	1358,11	0,00	243,57	3,75	1,56	10,03	-44,33	7,85	8,00	15,93	-42,15	5,17	43,09
Combinazione TI con Delta T positivo		2929,67	-	-	-1,83	-3,54	106,62	-78,73	99,21	7,74	100,11	-71,31	7,15	72,38
Combinazione TI con Delta T negativo		1854,64	-	-	0,59	-0,25	73,45	-68,88	67,75	7,74	69,07	-63,19	7,15	64,39
Combinazione TII con Delta T positivo		4959,88	-	-	3,78	-1,21	121,61	-144,99	110,95	19,67	116,06	-134,32	14,86	136,77
Combinazione TII con Delta T negativo		3884,86	-	-	6,20	2,08	88,43	-135,14	79,49	19,67	86,48	-126,20	14,86	128,80
Combinazione TIII con Delta T positivo		4192,48	-	-	1,66	-2,09	115,95	-119,94	106,51	15,19	109,71	-110,51	11,96	112,43
Combinazione TIII con Delta T negativo		3117,45	-	-	4,08	1,20	82,77	-110,10	75,05	15,19	79,53	-102,38	11,96	104,46
Combinazione TIV con Delta T positivo		4192,48	-	-	1,66	-2,09	115,95	-119,94	106,51	15,19	109,71	-110,51	11,96	112,43
Combinazione TIV con Delta T negativo		3117,45	-	-	4,08	1,20	82,77	-110,10	75,05	15,19	79,53	-102,38	11,96	104,46
Combinazione TI con Delta T positivo		2033,78	-	-	-0,45	-1,28	72,82	-68,44	67,17	7,74	68,49	-62,79	7,15	64,00
Combinazione TI con Delta T negativo		958,76	-	-	1,97	2,02	39,64	-58,60	35,71	7,74	38,14	-54,67	7,15	56,05
Combinazione TII con Delta T positivo		4064,00	-	-	5,15	1,05	87,81	-134,70	78,90	19,67	85,94	-125,80	14,86	128,41
Combinazione TII con Delta T negativo		2988,98	-	-	7,58	4,34	54,63	-124,86	47,45	19,67	58,41	-117,68	14,86	120,46
Combinazione TIII con Delta T positivo		3296,60	-	-	3,03	0,17	82,14	-109,66	74,47	15,19	78,98	-101,98	11,96	104,07
Combinazione TIII con Delta T negativo		2221,57	-	-	5,46	3,46	48,96	-99,81	43,01	15,19	50,42	-93,86	11,96	96,12
Combinazione TIV con Delta T positivo		3296,60	-	-	3,03	0,17	82,14	-109,66	74,47	15,19	78,98	-101,98	11,96	104,07
Combinazione TIV con Delta T negativo		2221,57	-	-	5,46	3,46	48,96	-99,81	43,01	15,19	50,42	-93,86	11,96	96,12

Taglio

Tensioni tangenziali		V (kN)	Massima τ	Att. sup. τ	Att. inf. τ
g_1	Pesi propri strutturali (fase 1)	204,40	7,79	5,86	5,86
g_2	Permanenti portati (fase 2)	41,38	1,39	1,34	0,93
ε_2	Ritiro e viscosità (fase 2)	0,00	0,00	0,00	0,00
ε_3	Variazioni termiche (fase 3)	0,00	0,00	0,00	0,00
q_1	Carichi mobili / neve TI	16,72	0,55	0,55	0,35
	Carichi mobili TII	511,59	16,87	16,71	10,70
	Carichi mobili TIII	320,50	10,57	10,47	6,70
	Carichi mobili TIV	320,50	10,57	10,47	6,70
Combinazione TI con Delta T positivo		262,50	9,74	7,74	7,13
Combinazione TI con Delta T negativo		262,50	9,74	7,74	7,13
Combinazione TII con Delta T positivo		757,37	26,06	23,90	17,48
Combinazione TII con Delta T negativo		757,37	26,06	23,90	17,48
Combinazione TIII con Delta T positivo		566,29	19,76	17,66	13,48
Combinazione TIII con Delta T negativo		566,29	19,76	17,66	13,48
Combinazione TIV con Delta T positivo		566,29	19,76	17,66	13,48
Combinazione TIV con Delta T negativo		566,29	19,76	17,66	13,48

Verifiche

Massima tensione di compressione soletta	8,91	N/mmq	<	17,43	N/mm ²
Massima tensione di trazione soletta	3,38	N/mmq	>	2,38	N/mm ²
Massima tensione di compressione trave	125,90	N/mmq	<	284,00	N/mm ²
Massima tensione di trazione trave	168,55	N/mmq	<	284,00	N/mm ²
Massima tensione tagliante trave	26,06	N/mmq	<	195,20	N/mm ²
Massima tensione ideale trave	159,67	N/mmq	<	284,00	N/mm ²

3.6.2 Verifica della connessione trave – soletta agli stati limite di esercizio

Nella seguente tabella sono riassunti gli sforzi di scorrimento unitari lungo metà trave ed i loro valori di calcolo massimi e minimi allo stato limite di esercizio.

Trave 1

Carichi/x	0,00	2,35	2,35	4,50	4,50	11,40
Permanenti portati	249,32	-				-
Ritiro	-	-				-
Delta T	-	-				-
Carichi mobili (max)	339,23	-				108,24
q finiture	181,82	144,27		110,05	110,05	0,00
q ritiro	-705,23	0,00		0,00		0,00
q delta T	-344,63	0,00		0,00		0,00
q carichi mobili	296,63	254,92		216,90	216,90	94,65
Massimo	117,86	399,19	399,19	326,95	326,95	94,65
Minimo	-868,04	144,27	144,27	110,05	110,05	0,00
Massimo con Rit = 0	823,09	399,19	399,19	326,95	326,95	94,65
Minimo con Rit = 0	-162,81	144,27	144,27	110,05	110,05	0,00

Trave 2

Carichi/x	0,00	2,30	2,30	4,50	4,50	11,40
Permanenti portati	41,38	-				-
Ritiro	-	-				-
Delta T	-	-				-
Carichi mobili (max)	379,97	-				127,29
q finiture	28,96	23,13		17,53	17,53	0,00
q ritiro	-691,95	0,00		0,00		0,00
q delta T	-343,23	0,00		0,00		0,00
q carichi mobili	324,34	280,87		239,20	239,20	108,66
Massimo	4,59	303,99	303,99	256,73	256,73	108,66
Minimo	-1006,22	23,13	23,13	17,53	17,53	0,00
Massimo con Rit = 0	696,54	303,99	303,99	256,73	256,73	108,66
Minimo con Rit = 0	-314,27	23,13	23,13	17,53	17,53	0,00

Trave 3

Carichi/x	0,00	2,35	2,35	4,50	4,50	11,40
Permanenti portati	41,38	-				-
Ritiro	-	-				-
Delta T	-	-				-
Carichi mobili (max)	511,59	-				161,05
q finiture	30,18	23,95		18,27	18,27	0,00
q ritiro	-705,23	0,00		0,00		0,00
q delta T	-344,63	0,00		0,00		0,00
q carichi mobili	447,35	384,05		326,36	326,36	140,83
Massimo	116,93	408,00	408,00	344,62	344,62	140,83
Minimo	-1019,68	23,95	23,95	18,27	18,27	0,00
Massimo con Rit = 0	822,16	408,00	408,00	344,62	344,62	140,83
Minimo con Rit = 0	-314,45	23,95	23,95	18,27	18,27	0,00

Si riporta di seguito il diagramma di scorrimento di metà trave con i valori di calcolo, massimi e minimi, dello sforzo sollecitante e di quello resistente allo stato limite di esercizio.

Per il calcolo dello sforzo di scorrimento resistente si considerano i seguenti connettori:

- tratto da $x=0,00$ a $x=4,50$ m

2 pioli $\phi 22/150$ mm ($h=180$ mm)

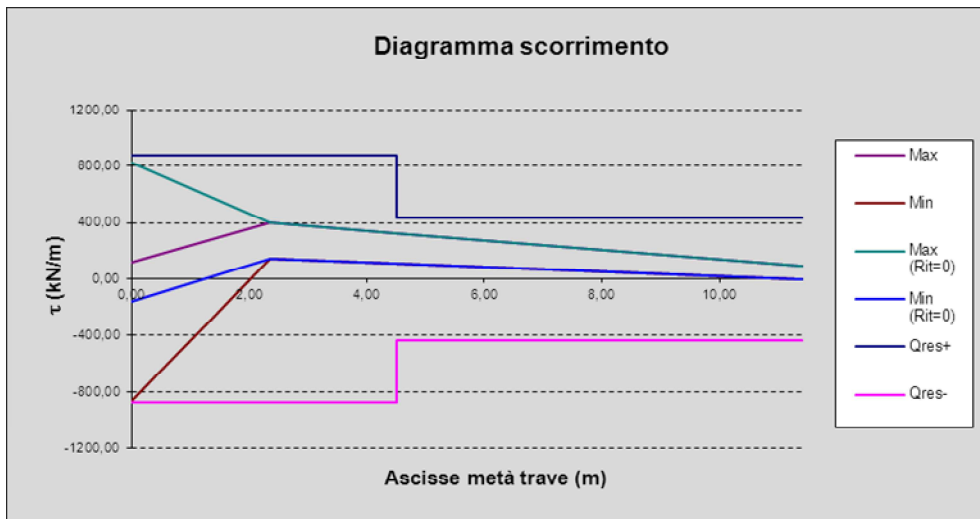
$$q_{Rd\ SLE} = 0,6\ q_{Rd\ SLU} = 0,6 \times 1457 = 874\ \text{kN/m}$$

- tratto da $x=4,50$ a $x=11,40$ m

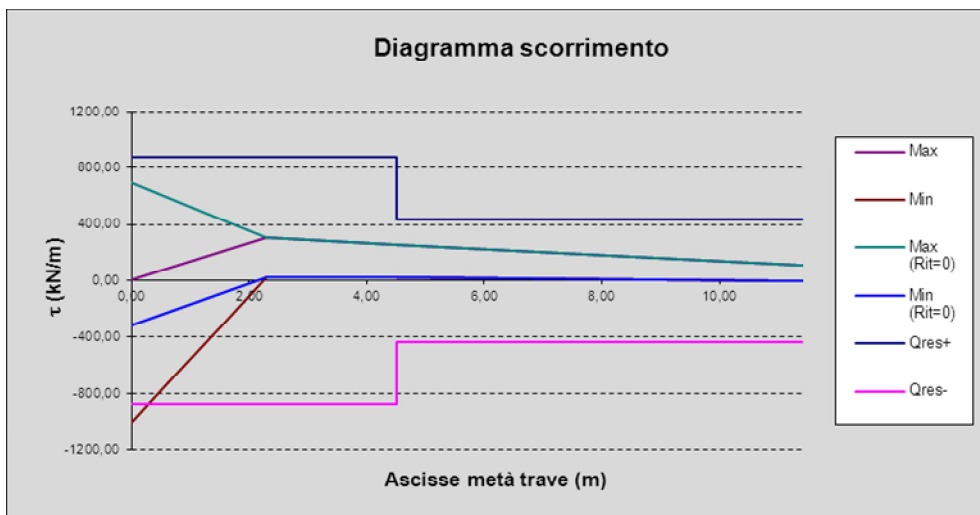
2 pioli $\phi 22/300$ mm ($h=180$ mm)

$$q_{Rd\ SLE} = 0,6 \times 728 = 437\ \text{kN/m}$$

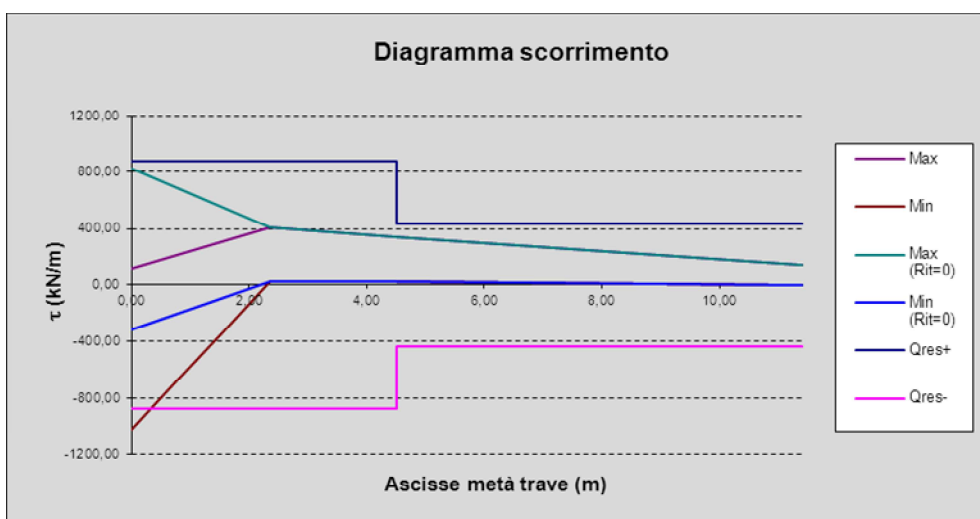
Trave 1



Trave 2



Trave 3



3.6.3 Stato limite di deformazione

Si riportano in tabella i valori di deformazione per effetto delle azioni sollecitanti per le tre travi.

Trave 1

Deformazione		f (mm)
g ₁	Pesi propri strutturali (fase 1)	26,9
g ₂	Permanenti portati (fase 2)	17,4
ε ₂	Ritiro e viscosità (fase 2)	14,2
ε ₃	Variazioni termiche (fase 3)	6,8
q ₁	Carichi mobili TI	(fase 3) 0,00
	Carichi mobili TII	
	Carichi mobili TIII	
	Carichi mobili TIV	
Combinazione TI		65,34
Combinazione TII		82,97
Combinazione TIII		76,16
Combinazione TIV		76,16

Delfessioni massime permanenti	58,52	mm	pari a 1/ 390	della luce	< 1/150
Delfessioni massime accidentali	24,45	mm	pari a 1/ 933	della luce	< 1/500
Deflessione massima totale	82,97	mm	pari a 1/ 275	della luce	

Trave 2

Deformazione		f (mm)
g ₁	Pesi propri strutturali (fase 1)	26,9
g ₂	Permanenti portati (fase 2)	3,0
ε ₂	Ritiro e viscosità (fase 2)	13,6
ε ₃	Variazioni termiche (fase 3)	6,7
q ₁	Carichi mobili TI	(fase 3) 0,00
	Carichi mobili TII	
	Carichi mobili TIII	
	Carichi mobili TIV	
Combinazione TI		50,19
Combinazione TII		69,81
Combinazione TIII		62,47
Combinazione TIV		62,47

Delfessioni massime permanenti	43,54	mm	pari a 1/ 524	della luce	< 1/150
Delfessioni massime accidentali	26,27	mm	pari a 1/ 868	della luce	< 1/500
Deflessione massima totale	69,81	mm	pari a 1/ 327	della luce	

Trave 3

Deformazione		f (mm)
g ₁	Pesi propri strutturali (fase 1)	26,9
g ₂	Permanenti portati (fase 2)	2,9
ε ₂	Ritiro e viscosità (fase 2)	14,2
ε ₃	Variazioni termiche (fase 3)	6,8
q ₁	Carichi mobili T _I	(fase 3) 0,00
	Carichi mobili T _{II}	
	Carichi mobili T _{III}	
	Carichi mobili T _{IV}	
Combinazione T _I		50,82
Combinazione T _{II}		77,46
Combinazione T _{III}		67,08
Combinazione T _{IV}		67,08

Delfessioni massime permanenti	44,01 mm	pari a 1/ 518 della luce	< 1/150
Delfessioni massime accidentali	33,45 mm	pari a 1/ 682 della luce	< 1/500
Delfessione massima totale	77,46 mm	pari a 1/ 294 della luce	

4. SOLETTA

La realizzazione della soletta d'impalcato è prevista con il sistema costruttivo "a prédalles", armate con tralicci tipo Bausta (o similari), autoportanti nei confronti del getto in opera della soletta di spessore complessivo pari a 26 cm(6+20cm).

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

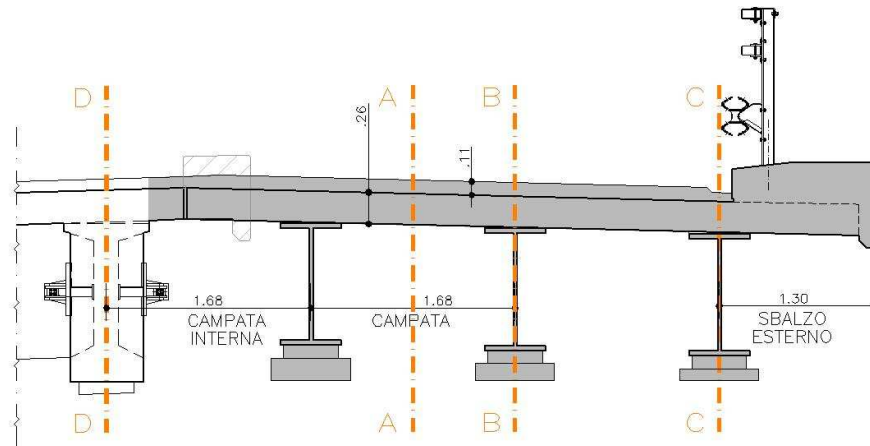


Figura 4.1 Sezioni di verifica

Luce di calcolo sbalzo esterno	$L = 1,30 \text{ m}$
Luce di calcolo campata	$L = 1,68 \text{ m}$
Spessore soletta	$s_s = 0,26 \text{ m}$
Spessore pavimentazione	$s_p = 0,11 \text{ m}$

Di seguito si eseguono le verifiche considerando il comportamento della soletta in senso trasversale.

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 prédalles. Le azioni presenti sono costituite dal peso proprio delle lastre, dal getto integrativo 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 sia le armature delle prédalles che quelle inserite in opera. 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 Caratteristiche dei materiali

Nelle verifiche si assumono le seguenti caratteristiche dei materiali e limitazioni tensionali:

$$f_{ck} = 0,83 \times 35 = 29,05 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza caratteristica a compressione del cls (} R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

$$f_{cd} = 0,85 f_{ck} / 1,5 = 16,46 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza di calcolo a compressione del cls}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / 1,15 = 391 \text{ N/mm}^2 \text{ tensione di calcolo per acciaio B450C (} f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

$$\sigma_{c,LIM} = 0,60 f_{ck} = 0,60 \times 29,05 = 17,43 \text{ N/mm}^2 \text{ per la combinazione rara}$$

$$\sigma_{c,LIM} = 0,45 f_{ck} = 0,45 \times 29,05 = 13,07 \text{ N/mm}^2 \text{ per la combinazione quasi permanente}$$

$$\sigma_{s,LIM} = 0,8 f_{yk} = 0,8 \times 450 = 360 \text{ N/mm}^2$$

4.2 Fase provvisoria

Nella prima fase le prédalles hanno un comportamento schematizzabile come travi semplicemente appoggiate in corrispondenza delle piattabande delle travi, soggette al peso proprio, al getto integrativo ed al sovraccarico “di lavorazione” descritto nel precedente paragrafo.

Si verificano le armature dei campi centrali delle predalles, assumendo come luce di calcolo la distanza tra gli assi delle travi, a favore di sicurezza.

Le lastre dello sbalzo laterale esterno dovranno essere puntellate in fase di getto non essendo previste armature passanti tra la predalles interna e quella dello sbalzo; le armature previste per le lastre degli sbalzi dovranno essere comunque le stesse di quelle previste per i campi centrali.

4.2.1 Analisi dei carichi

Peso proprio prédalles $g_1 = 0,06 \times 25 = 1,50 \text{ kN/m}^2$

Getto integrativo $g_2 = 0,20 \times 25 = 5,00 \text{ kN/m}^2$

Sovraccarico $q_1 = 1,00 \text{ kN/m}^2$

Totale SLE $q_{SLE} = 1,50 + 5,00 + 1,00 = 7,50 \text{ kN/m}^2$

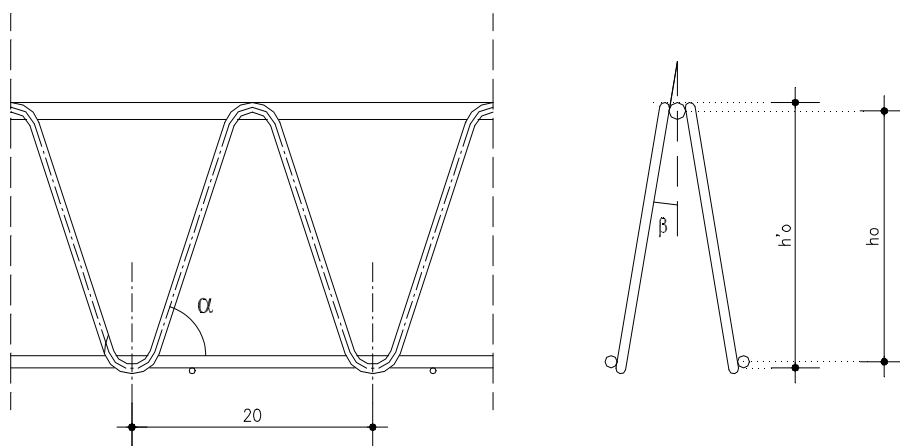
Totale SLU $q_{SLU} = 1,50 \times 1,35 + 5,00 \times 1,50 + 1,00 \times 1,50 = 11,03 \text{ kN/m}^2$

4.2.2 Verifiche delle predalles centrali

Le verifiche vengono eseguite facendo riferimento allo Stato Limite Ultimo della sezione.

Si verifica che le tensioni sugli elementi metallici che costituiscono il traliccio siano inferiori alla tensione di calcolo ($f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$ per acciaio B450C) e che la stabilità degli elementi compressi risulti soddisfatta.

Caratteristiche del traliccio



Altezza totale del traliccio: $h'_0 = 15,7 \text{ cm}$

Braccio della coppia resistente: $h_0 = h'_0 - (\phi_{cs} + \phi_{ci}) / 2 = 14,5 \text{ cm}$

Caratteristiche della lastra e sollecitazioni

Si assume come luce di calcolo la distanza tra gli assi delle travi:

$l_c = 1,68 \text{ m}$

e come schema statico quello di trave semplicemente appoggiata.

Le sollecitazioni unitarie sono quindi:
 $M_{Sd, SLU} = 11,03 \times 1,68^2 / 8 = 3,89 \text{ kNm/m}$
 $V_{Sd, SLU} = 11,03 \times 1,68 / 2 = 9,26 \text{ kN/m}$

Larghezza lastra = 1,10 m
 $M_{Sd, SLU} = 3,89 \times 1,10 = 4,28 \text{ kNm/lastra}$
 $V_{Sd, SLU} = 9,26 \times 1,10 = 10,19 \text{ kN/lastra}$

Caratteristiche della lastra

Due tralici per lastra ciascuno composto da:

1 ϕ 14 corrente superiore

2 ϕ 10 correnti inferiori

staffe ϕ 8 con passo 10 cm

Distanza tra gli assi dei correnti 14,5 cm

Inclinazione staffe rispetto alla verticale:

$$\text{proiezione orizzontale } \sqrt{10^2 + 5^2} = 11,2 \text{ cm}$$

$$\text{lunghezza braccio staffa } \sqrt{11,2^2 + 14,5^2} = 18,3 \text{ cm}$$

$$\gamma = 37,63^\circ \quad \cos \gamma = 0,79$$

Tensioni sugli elementi

Sforzo nei correnti di un traliccio:

$$N = 4,28 / (2 \times 0,145) = 14,76 \text{ kN}$$

Tensione di compressione nel corrente superiore (1 ϕ 14):

$$\sigma = 14,76 \times 10^3 / 154 = 95,85 \text{ N/mm}^2$$

lunghezza libera $l_c = 17,0 \text{ cm}$

raggio d'inerzia $i = 1,4 / 4 = 0,35 \text{ cm}$

snellezza $\lambda = 17,0 / 0,35 = 48,6$

con $f_y = 450 \text{ N/mm}^2$

$$\lambda_c = \pi \sqrt{E / f_y} = 66,23 \text{ (CNR 10011/97)}$$

per $\lambda / \lambda_c = 48,6 / 66,23 = 0,734$ si ottiene:

$$\sigma_c / f_y = 0,655 \quad \text{(Prospetto 7-I CNR 10011/97)}$$

$$\omega = 1 / 0,655 = 1,53$$

$$\omega \cdot \sigma = 1,53 \times 95,85 = 146,95 \text{ N/mm}^2 < f_{yd} = 450 / 1,15 = 391 \text{ N/mm}^2 \text{ (acciaio B450C)}$$

Tensione di trazione nei correnti inferiori (2 ϕ 10):

$$\sigma = 14,76 \times 10^3 / (2 \times 79) = 93,93 \text{ N/mm}^2 < 391 \text{ N/mm}^2$$

Verifica delle staffe

Per un traliccio:

$$V_{\max} = 9,26 \times 1,10 / 2 = 5,09 \text{ kN}$$

Sforzo massimo di una staffa (2 ϕ 8):

$$S = V_{\max} / \cos \gamma = 5,09 / 0,79 = 6,43 \text{ kN}$$

$$\sigma = 6,43 \times 10^3 / (2 \times 50,3) = 63,9 \text{ N/mm}^2$$

lunghezza libera $l_c = 18,3 \text{ cm}$

raggio d'inerzia $i = 0,8 / 4 = 0,2 \text{ cm}$

snellezza $\lambda = 18,3 / 0,2 = 91,55$

$$\lambda / \lambda_c = 91,55 / 66,23 = 1,38$$

$$\sigma_c / f_y = 0,357 \quad \text{(Prospetto 7-I CNR 10011/97)}$$

$$\omega = 1 / 0,357 = 2,80$$

$$\omega \cdot \sigma = 2,80 \times 64,18 = 179,8 \text{ N/mm}^2 < 391 \text{ N/mm}^2$$

4.2.3 Verifica della lastra tra i tralicci

Si verifica la sezione della lastra considerata appoggiata in corrispondenza dei tralicci (posti a distanza pari a 0,55 m) per progettare le armature ortogonali alla direzione lungo la quale si sviluppano i tralicci stessi.

Il momento massimo nella lastra vale:

$$M_{Sd, SLE} = 7,50 \times 0,55^2 / 8 = 0,28 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Sd, SLU} = 11,03 \times 0,55^2 / 8 = 0,42 \text{ kNm/m}$$

$$V_{Sd, SLU} = 11,03 \times 0,55 / 2 = 3,03 \text{ kN/m}$$

Eseguendo la verifica tensionale con:

$$b = 100 \text{ cm} \quad h = 6 \text{ cm} \quad d = 2,5 \text{ cm}$$

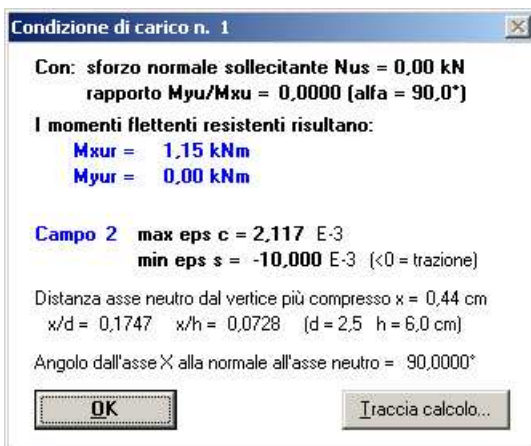
$$A_s = \text{rete } \varnothing 4/10 \text{ cm} = 1,26 \text{ cm}^2$$

Risulta:

$$x = 0,80 \text{ cm}$$
$$\sigma_c = 3,13 \text{ N/mm}^2$$
$$\sigma_s = 99,5 \text{ N/mm}^2$$

Il momento resistente della sezione è pari a:

$$M_{Rd} = 1,15 \text{ kNm} > M_{Sd} = 0,42 \text{ kNm/m}$$



Il taglio sollecitante massimo allo stato limite ultimo vale:

$$V_{Sd} = 3,03 \text{ kN}$$

Si riporta il calcolo della resistenza a taglio della sezione, che evidenzia il pieno soddisfacimento della verifica.

VERIFICA A TAGLIO ALLO STATO LIMITE ULTIMO (D.M. 14/01/2008)

$V_{Sd} = 3,03$ kN
 $R_{ck} = 35$ N/mm²

$f_{ck} = 29,1$ N/mm² resistenza caratteristica a compressione del cls = 0,83 R_{ck}
 $f_{cd} = 16,5$ N/mm² resistenza di calcolo a compressione del cls = 0,85 f_{ck} / 1,5

$b_w = 100$ cm larghezza minima della sezione
 $d = 2,5$ cm altezza utile della sezione
 $A_{sl} = 1,26$ cm² area dell'armatura longitudinale 10 ϕ 4

$k = 2,00 = 1 + (20/d)^{1/2} \leq 2,0$
 $\rho_1 = 0,005 = A_{sl} / (b_w d) \leq 0,02$
 $v_{min} = 0,53 = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$

$\sigma_{cp} = 0,00$ N/mm² tensione media di compress. nella sezione $\leq 0,2 f_{cd}$

Resistenza di calcolo del calcestruzzo:

$V_{Rcd} = 15$ kN = $[0,18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / 1,5 + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d$
 $V_{Rcd,min} = 13$ kN = $(v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d$

Verifica:

$V_{Rd} = \max (V_{Rcd}) = 14,7$ kN > $3,03$ kN = V_{Sd}

4.3 Fase definitiva

4.3.1 Analisi dei carichi

1) Pesi strutturali

Peso proprio soletta: $g_1 = 0,26 \times 25,00 = 6,50$ kN/m²

2) Pesi permanenti portati

Cordoli: $g_2 = 0,35 \times 25,00 = 8,75$ kN/m²
Barriera antirumore: $P_2 = 6,50$ kN/m
Barriera di sicurezza: $P_3 = 1,24$ kN/m
Pavimentazione: $g_3 = 0,11 \times 22,00 = 2,42$ kN/m²

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.

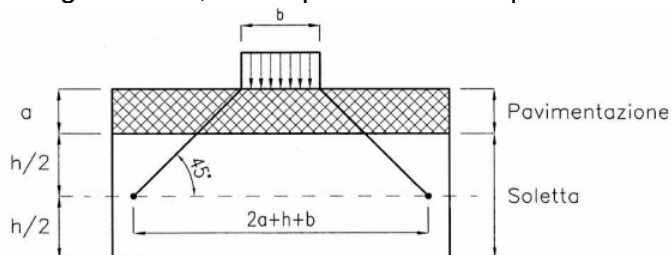


Figura 4.2 Diffusione dei carichi concentrati nella soletta

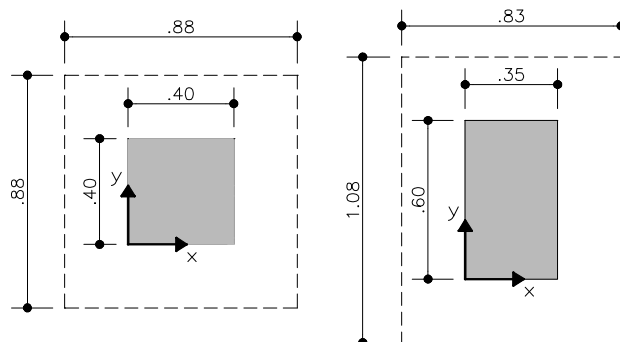


Figura 4.3 Diffusione su quattro lati

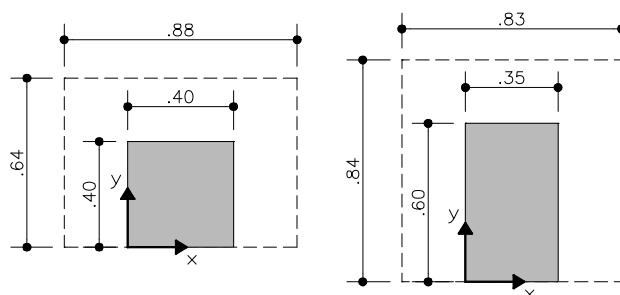


Figura 4.4 Diffusione su tre lati

Si considerano sia la diffusione su quattro lati (in campata) sia la diffusione su tre lati (sullo sbalzo interno) per tenere conto del fatto che l'impronta può essere posizionata ovunque sull'elemento strutturale; si considera di volta in volta il caso più gravoso.

3) Urto

Si rimanda al *paragrafo 2.9* per la trattazione completa dell'urto. Si considera una forza di 100 kN applicata ad altezza pari a 1,00m dalla pavimentazione con ripartizione a 45°.

Le sollecitazioni nella soletta dello sbalzo esterno dovute all'urto di un mezzo pesante sulla barriera di sicurezza risultano quindi:

$$l_{rip} = 0,50 + 2 * (1,00 + 0,11 + 0,26/2) \tan 45^\circ = 2,98 \text{ m}$$

$$H_{urto} = 100 / 2,98 = 33,56 \text{ kN/m}$$

$$M_{urto} = 33,56 * (1,00 + 0,11 + 0,26/2) = -41,61 \text{ kNm/m}$$

Il carico verticale dovuto al mezzo pesante che provoca l'urto è schematizzabile con un carico di 16 kN/m posizionato a 50 cm dal bordo interno del cordolo; poiché l'incastro dello sbalzo si trova a 10 cm di distanza dal bordo interno del cordolo, l'azione di questo carico non influisce sulle sollecitazioni della sezione dello sbalzo esterno.

4) Vento

Si rimanda al *paragrafo 2.7* per l'analisi del vento. Si considera agente sulla barriera antirumore una forza orizzontale pari a 5,20 kN/m.

4.3.2 Caratteristiche della sezione e dei materiali

4.3.2.1 Sezione

Le caratteristiche della sezione di campata e degli sbalzi sono:

Base $b = 100 \text{ cm}$

Altezza $h = 26 \text{ cm}$

Altezza utile $d = 21 \text{ cm}$ (armature superiori)

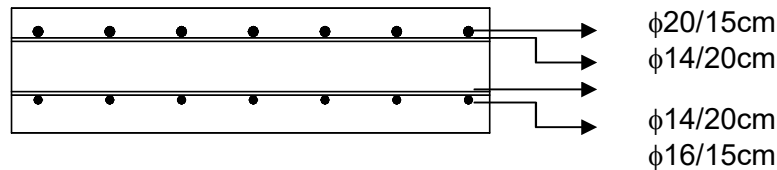
$d' = 19 \text{ cm}$ (armature inferiori)

Copriferro $c = 4 \text{ cm}$

Armature sup. $A'_s = \phi 20/15 \text{ cm} = 20,92 \text{ cm}^2/\text{m}$

Armature inf. $A_s = \phi 16/15 \text{ cm} = 13,39 \text{ cm}^2/\text{m}$

Si prevedono armature ortogonali a quelle di verifica disposte in direzione parallela all'asse della trave metallica ($\phi 14/20 \text{ cm}$ superiori e inferiori).



La sezione D-D posta in corrispondenza della connessione tra la soletta esistente e quella nuova è caratterizzata dalle stesse dimensioni geometriche della sezione sopra descritta e dall'armatura di seguito specificata:

Armature sup. (esistenti) $A'_s = \phi 20/20 \text{ cm} + \phi 16/20 \text{ cm} = 25,752 \text{ cm}^2/\text{m}$

Armature inf. (connettori) $A_s = \phi 16/15 \text{ cm} = 13,39 \text{ cm}^2/\text{m}$

4.3.2.2 Caratteristiche dei materiali

Nelle verifiche si assumono le seguenti caratteristiche dei materiali e limitazioni tensionali:

$f_{ck} = 0,83 \times 35 = 29,05 \text{ N/mm}^2$ resistenza caratteristica a compressione del cls ($R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$)

$f_{cd} = 0,85 f_{ck} / 1,5 = 16,46 \text{ N/mm}^2$ resistenza di calcolo a compressione del cls

$f_{yd} = f_{yk} / 1,15 = 391 \text{ N/mm}^2$ tensione di calcolo per acciaio B450C ($f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$)

$\sigma_{c,LIM} = 0,60 f_{ck} = 0,60 \times 29,05 = 17,43 \text{ N/mm}^2$ 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

$\sigma_{s,LIM} = 0,8 f_{yk} = 0,8 \times 450 = 360 \text{ N/mm}^2$

Si precisa che nelle verifiche tensionali allo stato limite di esercizio è stato considerato per il calcestruzzo il limite più restrittivo per tutte le combinazioni.

4.3.3 Campata

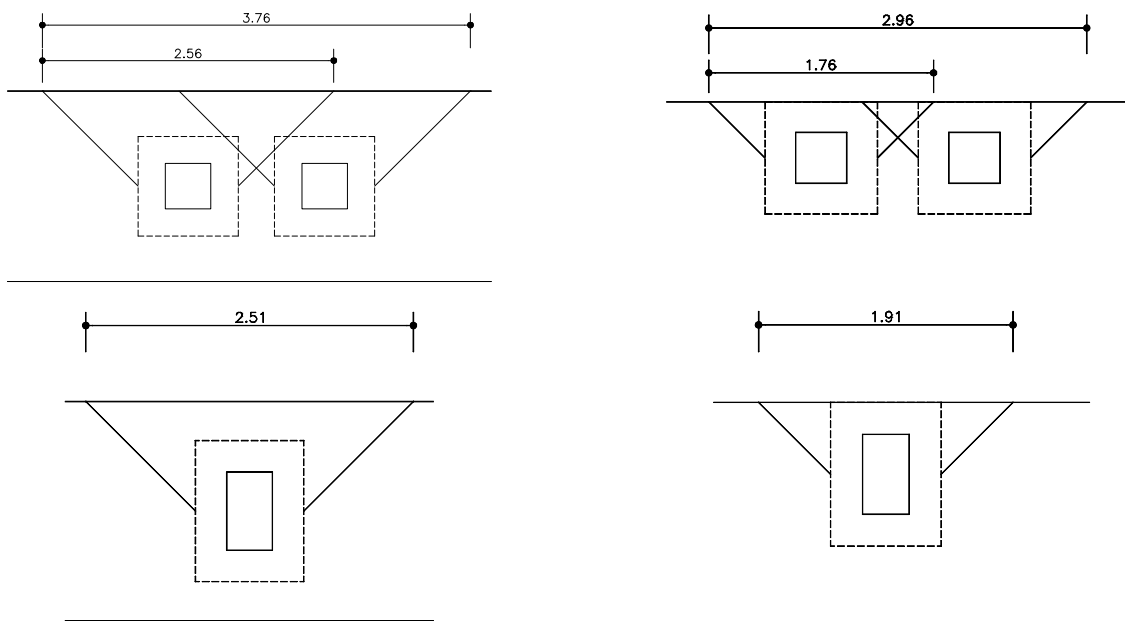
4.3.3.1 Schema statico

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 pavimentazione e i carichi mobili previsti dalla normativa con impronte di carico in corrispondenza della mezzera.



Figura 4.5 Impronte di carico mobile degli schemi 1 e 2 in campata

La ripartizione prevista è illustrata nella figura seguente. Si assume la ripartizione più gravosa.



4.3.3.2 Sollecitazioni

Di seguito si riportano le massime sollecitazioni risultanti dall'analisi e quelle corrispondenti alle combinazioni significative.

	M ⁺ [kNm]	M ⁻ [kNm]	V [kN]
Soletta	1,53	-1,53	5,46
Pavimentazione	0,57	-0,57	2,03
Carichi mobili	38,90	-21,69	88,39
Comb. SLE – TI e Q.P.	2,10	-2,10	7,49
Comb. SLE – TII	41,00	-23,79	95,88
Comb. SLE – TIII e FR.	31,27	-18,37	73,78
Comb. SLU – UI	2,92	-2,92	10,42
Comb. SLU – UII	55,43	-32,20	129,74
Comb. SLU – UIII	42,30	-24,88	99,91

4.3.3.3 Verifiche strutturali

Verifica a flessione

$$M^+ = 41,00 \text{ kNm/m}$$

risulta: $\sigma_c = 6,40 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_s = 187,3 \text{ N/mm}^2 < 0,8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$

$M^- = -23,79 \text{ kNm/m}$

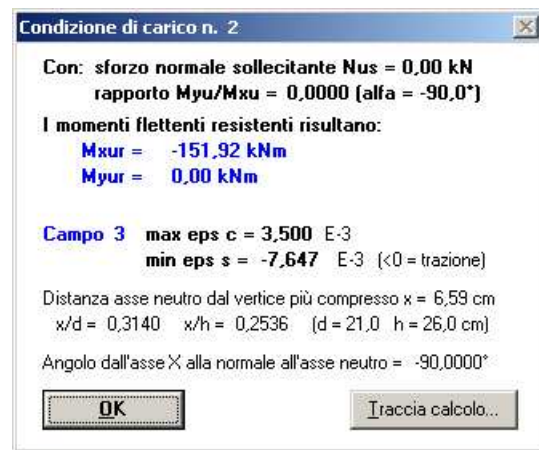
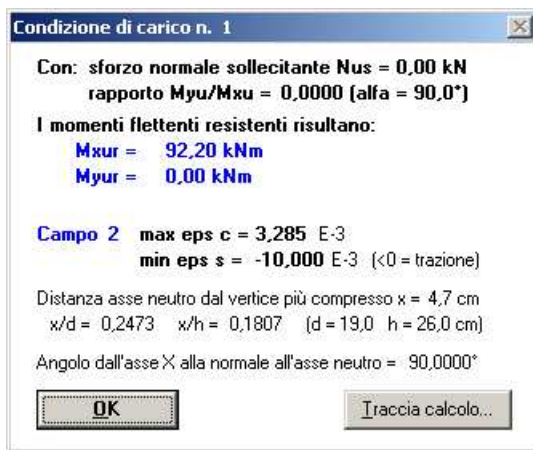
risulta: $\sigma_c = 2,89 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_s = 63,7 \text{ N/mm}^2 < 0,8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$

Il momento sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$M^+_{Sd} = 55,43 \text{ kNm/m}$
 $M^-_{Sd} = -32,20 \text{ kNm/m}$

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione, risulta un momento ultimo resistente:

$M^+_{Rd} = 92,20 \text{ kNm/m} > M^+_{Sd} = 55,43 \text{ kNm/m}$
 $M^-_{Rd} = 151,92 \text{ kNm/m} > M^-_{Sd} = 32,20 \text{ kNm/m}$



Verifica a taglio

Il taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$V_{Sd} = 129,74 \text{ kN/m}$

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

VERIFICA A TAGLIO ALLO STATO LIMITE ULTIMO (D.M. 14/01/2008)

$$V_{Sd} = 129,7 \text{ kN}$$

$$R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 29,1 \text{ N/mm}^2 \quad \text{resistenza caratteristica a compressione del cls} \quad = 0,83 R_{ck}$$

$$f_{cd} = 16,5 \text{ N/mm}^2 \quad \text{resistenza di calcolo a compressione del cls} \quad = 0,85 f_{ck} / 1,5$$

$$b_w = 100 \text{ cm} \quad \text{larghezza minima della sezione}$$

$$d = 21,0 \text{ cm} \quad \text{altezza utile della sezione}$$

$$A_{sl} = 20,92 \text{ cm}^2 \quad \text{area dell'armatura longitudinale} \quad 6,66 \quad \phi \quad 20$$

$$k = 1,98 \quad = 1 + (20/d)^{1/2} \leq 2,0$$

$$\rho_1 = 0,010 \quad = A_{sl} / (b_w d) \leq 0,02$$

$$v_{min} = 0,52 \quad = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

$$\sigma_{cp} = 0,00 \text{ N/mm}^2 \quad \text{tensione media di compress. nella sezione} \leq 0,2 f_{cd}$$

Resistenza di calcolo del calcestruzzo:

$$V_{Rcd} = 153 \text{ kN} \quad = [0,18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / 1,5 + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d$$

$$V_{Rcd,min} = 110 \text{ kN} \quad = (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d$$

Verifica:

$$V_{Rd} = \max (V_{Rcd}) = 152,88 \text{ kN} > 129,74 \text{ kN} = V_{Sd}$$

4.3.4 Sbalzo esterno

4.3.4.1 Schema statico

Per la verifica della sezione di incastro (sezione C-C - *Figura 4.1*) si considerano le sollecitazioni derivanti dallo schema incastrato, disponendo i carichi permanenti dovuti a soletta e pavimentazione, i carichi variabili (vento) e i carichi eccezionali (urto).

4.3.4.2 Sollecitazioni

Di seguito si riportano le massime sollecitazioni risultanti dall'analisi e quelle corrispondenti alle combinazioni significative. Si precisa che a favore di sicurezza l'urto è stato amplificato con un coefficiente di sicurezza pari a 1,00 allo stato limite di esercizio e pari a 1,50 allo stato limite ultimo, al fine di ottenere la massima forza di trazione sulla sezione (trazione con segno negativo).

	M	H	V
	[kNm]	[kN]	[kN]
Soletta	-5,49	0,00	8,45
Pavimentazione e cordolo	-15,66	0,00	18,48
Vento	-13,08	5,20	0,00
Urto	-41,61	33,56	0,00
Comb. SLE – TI	-75,84	38,76	26,93
Comb. SLE – TII	-70,61	36,68	26,93
Comb. SLE – TIII	-70,61	36,68	26,93
Comb. SLE – Q.P.	-21,15	0,00	26,93
Comb. SLE – FR.	-21,15	0,00	26,93
Comb. SLU – UI	-112,94	58,14	39,13
Comb. SLU – UII	-105,09	55,02	39,13
Comb. SLU – UIII	-105,09	55,02	39,13

4.3.4.3 Verifiche strutturali

Verifica a flessione

$$M^- = -75,84 \text{ kNm/m}$$

$$N = 38,76 \text{ kN}$$

$$\text{risulta: } \sigma_c = 8,53 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 198,6 \text{ N/mm}^2 < 0,8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

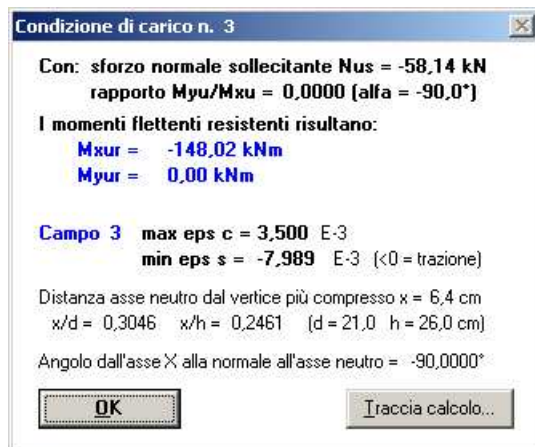
Le sollecitazioni di calcolo allo stato limite ultimo sono:

$$M_{Sd}^- = -112,94 \text{ kNm/m}$$

$$N_{Sd} = 58,14 \text{ kN}$$

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione con $N_{Sd} = 58,14 \text{ kN}$, risulta un momento ultimo resistente:

$$M_{Rd}^- = 148,02 \text{ kNm/m} > M_{Sd}^- = 112,94 \text{ kNm/m}$$



Verifica a taglio

Il taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$V_{Sd} = 39,13 \text{ kN/m}$$

Si osserva che il taglio sollecitante è inferiore a quello stimato sul campo interno di soletta, perciò la verifica è automaticamente soddisfatta.

4.3.5 Campo interno adiacente all'impalcato esistente

4.3.5.1 Schema statico

Per la verifica della sezione di collegamento tra l'impalcato esistente e quello nuovo (sezione D-D - *Figura 4.1*) si considera lo stesso schema statico previsto per i campi interni di soletta. Le sollecitazioni sulla sezione di collegamento sono quelle già stimate nella sezione di estremità dei campi interni.

4.3.5.2 Sollecitazioni

Si rimanda al *paragrafo 4.3.3.2* relativo alle sollecitazioni agenti sul campo interno di soletta.

4.3.5.3 Verifiche strutturali

La verifica a momento negativo è automaticamente soddisfatta perché le armature superiori esistenti ($5\phi 16+5\phi 20/m=25,76 \text{ cm}^2$) che garantiscono l'ancoraggio della soletta nuova con l'esistente e che

verranno salvaguardate in fase di demolizione, hanno area maggiore di quelle verificate ($\phi 20/15$ cm = 20,92 cm²). Per lo stesso motivo è soddisfatta anche la verifica a taglio.

Per garantire la resistenza a momento positivo in campata si prevedono armature $\phi 16/15$ cm, già verificate al *paragrafo 4.3.3.3*. L'ancoraggio di queste barre alla soletta esistente sarà garantito con lo stesso numero di connettori di diametro $\phi 16$. Si precisa che i connettori sono posizionati in corrispondenza della sezione di incastro tra la soletta esistente e quella nuova, sopra l'ala della trave; questa sezione è soggetta a momento flettente positivo nullo, perciò non si ritengono necessarie verifiche dei connettori.

5. SOLETTA DI COLLEGAMENTO

In corrispondenza di tutte le pile, le travate vengono collegate con delle solette dello spessore di 15 cm e luce 100 cm.

5.1.1 Sezione e schema statico

Le caratteristiche della soletta di collegamento sono le seguenti:

Base $b = 100$ cm

Altezza $h = 15$ cm

Altezza utile $d = 15 - 3 - 0,75 = 11,25$ cm

Copriferro $c = 3$ cm

Armature sup. $A'_s = (1\phi 14 + 1\phi 16)/15$ cm = 23,67 cm²

Armature inf. $A_s = (1\phi 14 + 1\phi 16)/15$ cm = 23,67 cm²

Staffe ST. $\phi 10$ passo 15x10 cm

Lo schema statico assunto per il calcolo delle sollecitazioni è quello di una trave di luce 1,00m incastrata agli estremi.

5.1.2 Caratteristiche dei materiali

Nelle verifiche si assumono le seguenti caratteristiche dei materiali e limitazioni tensionali:

$f_{ck} = 0,83 \times 50 = 41,50$ N/mm² resistenza caratteristica a compressione del cls ($R_{ck} = 50$ N/mm²)

$f_{cd} = 0,85 f_{ck} / 1,5 = 23,52$ N/mm² resistenza di calcolo a compressione del cls

$f_{yd} = f_{yk} / 1,15 = 391$ N/mm² tensione di calcolo per acciaio B450C ($f_{yk} = 450$ N/mm²)

$\sigma_{c,LIM} = 0,60 f_{ck} = 0,60 \times 41,50 = 24,90$ N/mm² per la combinazione rara

$\sigma_{c,LIM} = 0,45 f_{ck} = 0,45 \times 41,50 = 18,68$ N/mm² per la combinazione quasi permanente

$\sigma_{s,LIM} = 0,8 f_{yk} = 0,8 \times 450 = 360$ N/mm²

Per le verifiche a fatica si assumono i limiti tensionali imposti dalla normativa più recente che propone:

$\sigma_{c,LIM, fatica} = f_{cd} / 1,4 = 23,52 / 1,4 = 16,80$ N/mm²

$\sigma_{s,LIM, fatica} = 0,7 f_{yd} \left(1 + 0,5 \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}} \right)$

5.2 Criterio di calcolo

Le sollecitazioni dovute ai carichi permanenti ed accidentali agenti direttamente sulla soletta vengono calcolate considerando la soletta perfettamente incastrata ai suoi estremi negli impalcati che essa collega.

La soletta è sottoposta ad uno stato di coazione a causa delle rotazioni impresse dagli impalcati alle sezioni terminali. Tali rotazioni sono dovute alle deformazioni elastiche delle travate adiacenti per effetto del peso delle finiture e dei carichi accidentali.

La soletta è infine sottoposta ad uno sforzo normale derivante dalle reazioni dei sistemi elastici costituiti dalle pile e dai dispositivi di appoggio, che si oppongono alla libera deformazione assiale dell'impalcato per effetto della variazione termica e del ritiro.

Per il calcolo delle rotazioni delle travate si assume:

$$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2 = 210 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$$

essendo il momento d'inerzia della trave completa:

$$I = 0,024987756 \text{ m}^4$$

risulta:

$$E_s I = 5,2474 \times 10^6 \text{ kNm}^2$$

La soletta è armata simmetricamente con:

$$A_s = A'_s = (1 \phi 14 + 1 \phi 16) / 15 = 23,67 \text{ cm}^2/\text{m}$$
$$H = 15 \text{ cm}, \quad d = 15 - 3 - 0,75 = 11,25 \text{ cm}, \quad d' = 3,75 \text{ cm}$$

Si realizza la soletta con un conglomerato cementizio polimerico a basso modulo elastico, da confezionarsi con legante espansivo premiscelato, con inerti, con resina in dispersione acquosa, però prudenzialmente nel calcolo si assumeranno le caratteristiche di un conglomerato cementizio reoplastico, caratterizzato da un modulo elastico di 35000 N/mm^2 .

risulta quindi un coefficiente di omogeneizzazione eguale a:

$$n = 2,1 \times 10^5 / 3,5 \times 10^4 = 6,0$$

Con tali valori la distanza dell'asse neutro dal lembo compresso risulta:

$$x = 4,278 \text{ cm}$$

ed il momento d'inerzia della sezione parzializzata:

$$I_s = 100 \times 4,278^3 / 3 + 6,0 \times 23,67 [(11,25 - 4,278)^2 + (4,278 - 3,75)^2] = 9553 \text{ cm}^4/\text{m} = 9,553 \times 10^{-5} \text{ m}^4/\text{m}$$

$$E_{cs} \times I_s = 3343,5 \text{ kNm}^2/\text{m}$$

5.3 Momento flettente e taglio

5.3.1 Carichi permanenti

a) Carico locale sulla soletta:

$$q = 25 \times 0,15 + 22 \times 0,15 = 7,05 \text{ kN/m}^2$$
$$M = -7,05 \times 1,00^2 / 12 = -0,59 \text{ kNm/m}$$
$$V = 7,05 \times 1,00 / 2 = 3,53 \text{ kN/m}$$

b) Rotazioni delle travate dovute al peso delle finiture:

- carico su una trave

$$p = (10,89/3 + 10,50/3 + 1,24/3 + 6,50/3) = 9,71 \text{ kN/m}$$

- impalcato di $L = 22,80 \text{ m}$

$$\alpha = \boxed{} = 9,71 \times 22,8 \cdot 0^3 / (24 \times 5,2474 \times 10^6) = 0,914 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

poichè gli assi appoggi sono inclinati di $\alpha = 100^\circ$, trascurando l'inerzia torsionale delle travi, la rotazione risulta

$$\alpha' = \alpha / \sin(100) = 0,914 \times 10^{-3}$$

$$M = -2 Ecs I_s \alpha / l = -2 \times 3343,5 \times 0,914 \times 10^{-3} / 1,00 \times \sin(100) = -6,11 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Totale permanente: } M = -0,59 - 6,11 = -6,70 \text{ kNm/m}$$

5.3.2 Carichi mobili

La situazione più gravosa si ha con una sola campata carica.

Si prendono in esame quattro condizioni di carico:

A) Rotazione massima dell'impalcato

Considerando i carichi del D.M. 14/02/2008, la rotazione della trave più sollecitata, considerando la ripartizione trasversale di Massonet, risulta:

$$\alpha = 3,644 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

$$\alpha' = \alpha / \sin(100) = 3,644 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

$$M_{\min} = -4 Ecs I_s \alpha' / l = -4 \times 3343,5 \times 3,644 \times 10^{-3} / 1,00 \times \sin(100) = -48,74 \text{ kNm/m}$$

$$M_{\max} = -M_{\min} / 2 = 24,37 \text{ kNm/m}$$

$$V = 6 Ecs I_s \alpha' / l^2 = 73,11 \text{ kN}$$

Al momento minimo dovuto alla rotazione va aggiunto il momento dovuto al carico locale sulla soletta, costituito dal carico uniformemente distribuito delle colonne; considerando la ripartizione di Massonet prevista per l'impalcato (*paragrafo 3.2.3; Figura 3.5*) le sollecitazioni sono:

$$M_{\min} = q l^2 / 12 = -1,32 \text{ kNm/m}$$

$$V = q l / 2 = 7,92 \text{ kN/m}$$

Totale:

$$M_{\min} = -48,74 - 1,32 = -50,06 \text{ kNm/m}$$

$$M_{\max} = 24,37 \text{ kNm/m}$$

$$V = 73,11 + 7,92 = 81,03 \text{ kN}$$

B1) Carico massimo locale dello schema 2 sulla soletta di collegamento

E' stata modellata la soletta di collegamento con il programma agli elementi finiti STRAUS al fine di cogliere nel modo più corretto le sollecitazioni provocate dall'impronta dello schema 2 (impronta da 200 kN con dimensioni 0,35x0,60m ripartita fino a metà soletta con diffusione a 45°).

Risolvendo la piastra incastrata di lunghezza infinita risulta:

$$M_{\min} = -17,37 \text{ kNm/m}$$

Non si valuta il taglio corrispondente a questa configurazione di carico perché risulta sicuramente più gravosa la configurazione C1.

B2) Carico massimo locale dello schema 1 centrato sulla soletta di collegamento

Il modello agli elementi finiti STRAUS descritto per lo schema B1 è stato caricato con l'impronta dello schema 1 posta in asse alla soletta (impronta da 150 kN con dimensioni 0,40x0,40m ripartita fino a metà soletta con diffusione a 45°).

Risolvendo la piastra incastrata di lunghezza infinita risulta:

$$M_{\min} = -16,42 \text{ kNm/m}$$

La rotazione contemporanea della travata per effetto dell'altro asse del tandem e dei carichi distribuiti corrispondenti allo schema 1, calcolata considerando la ripartizione trasversale di Massonet, risulta essere:

$$\alpha = 1,655 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

$$\alpha' = \alpha / \sin(100) = 1,655 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

$$M_{\min} = -4 Ecs I_s \alpha' / l = -4 \times 3343,5 \times 1,655 \times 10^{-3} / 1,00 \times \sin(100) = -22,13 \text{ kNm/m}$$

$$M_{\max} = -M_{\min} / 2 = 11,07 \text{ kNm/m}$$

Totale:

$$M_{\min} = -16,42 - 22,13 = -38,55 \text{ kNm/m}$$

$$M_{\max} = 11,07 \text{ kNm/m}$$

Non si valuta il taglio corrispondente a questa configurazione di carico perché risulta sicuramente più gravosa la configurazione C2.

C1) Carico massimo locale dello schema 2 adiacente all'incastro della soletta di collegamento

Al fine di massimizzare il taglio nella soletta di collegamento si dispone l'impronta dello schema 2 vicino all'incastro, come illustrato in Figura 5.1 Schema di carico per massimizzare il taglio (C1) Figura 5.1.

Il taglio corrispondente è pari a:

$$V = 119,86 \text{ kN}$$

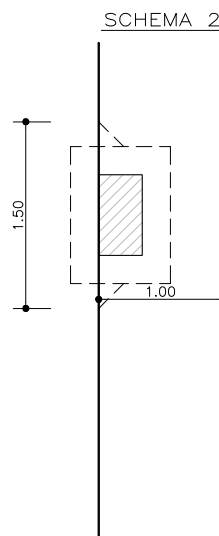


Figura 5.1 Schema di carico per massimizzare il taglio (C1)

C2) Carico massimo locale dello schema 1 adiacente all'incastro della soletta di collegamento

Al fine di massimizzare il taglio nella soletta di collegamento si dispongono le impronte dello schema 1 vicino all'incastro, come illustrato in Figura 5.2.

Il massimo taglio si ottiene con lo schema di carico di 1 che somma il contributo dato dal tandem sulla soletta e quello dell'altro asse contemporaneo al carico distribuito sulla trave; in particolare:

- per effetto del carico tandem sulla soletta:

$$V = 104,64 \text{ kN}$$

- per effetto del carico mobile sulla trave, ripartito secondo la teoria di Massonet:

$$\alpha = 1,721 \text{ mrad}$$

$$V = 6 \text{ Ecs } l_s \alpha / l^2 = 6 \times 3343,5 \times 1,721 \times 10^{-3} / 1,00^2 \times \text{sen}(100) = 34,52 \text{ kN/m}$$

Totale:

$$V = 104,64 + 34,52 = 147,08 \text{ kN/m}$$

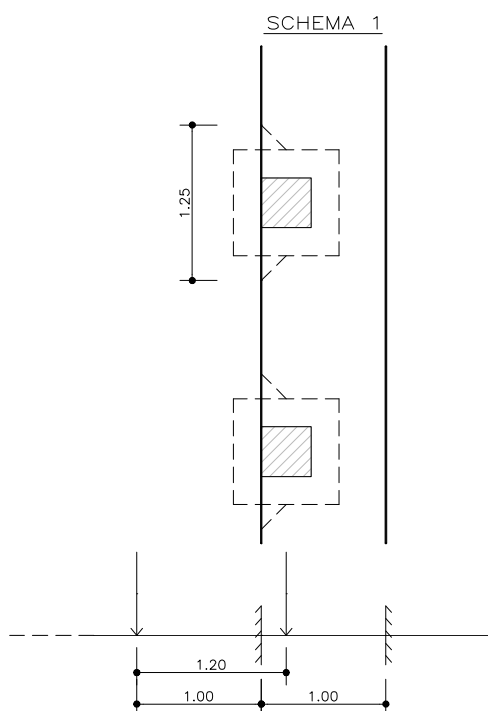


Figura 5.2 Schemi di carico per massimizzare il taglio (C2)

5.4 Sforzo normale

5.4.1 Dilatazioni termiche

Si considera una variazione termica di $\pm 30^\circ$ agente sull'impalcato.

Data la disposizione dei vincoli lo sforzo di trazione/compressione che nasce sulla soletta dipende unicamente dalla rigidità degli isolatori elastomerici posti in corrispondenza delle spalle.

Si calcolano le dilatazioni dell'impalcato esistente e di quello nuovo, alle quali corrispondono le reazioni in corrispondenza di ciascuna spalla $R_{S1}=R_{S2}$:

Impalcato esistente:

$$\Delta l \approx \epsilon \times l = 1E-5 \times 30 \times 95m = 2,85E-2 \text{ m}$$

$$R_{S1} = R_{S5} = \Delta l / 2 \times 4 \text{ ritegni} \times 7070 \text{ kN/m} = 402,99 \text{ kN}$$

Impalcato nuovo (allargamento):

$$\Delta l \approx \epsilon \times l = 1,2E-5 \times 30 \times 100m = 3,60E-2 \text{ m}$$

$$R_{S1} = R_{S5} = \Delta l / 2 \times 3 \text{ ritegni} \times 7070 \text{ kN/m} = 381,8 \text{ kN}$$

La forza totale è quindi pari a:

$$R_{S1} = R_{S5} = 402,99 + 381,8 = 784,77 \text{ kN}$$

Ripartendo questa forza sulla larghezza della soletta interessata dalla variazione termica si ottiene:

$$n_{\Delta T} = 784,77 \text{ kN} / 17,24m = 45,52 \text{ kN/m}$$

5.4.2 Ritiro

Si rimanda al *paragrafo 2.3.1* per i dettagli sul calcolo della variazione termica equivalente corrispondente al ritiro.

Adottando lo stesso criterio di calcolo utilizzato per stimare la forza indotta dal ΔT , si ottiene:

$$\Delta l \approx \varepsilon \times l = 1,2E-5 \times 10 \times 100m = 1,20E-2 m$$

$$R_{S1} = R_{S5} = \Delta l / 2 \times 3 \text{ ritegni} \times 7070 \text{ kN/m} = 127,5 \text{ kN}$$

Ripartendo questa forza sulla larghezza della soletta interessata dal ritiro si ottiene:

$$n_{\Delta T} = 127,5 \text{ kN} / (1,68 \times 3)m = 25,29 \text{ kN/m}$$

5.4.3 Frenata

Data la disposizioni dei vincoli, la forza di frenata/accelerazione viene trasferita in parti eguali dall'impalcato agli isolatori elastomerici posti in corrispondenza delle spalle.

$$F_{\text{frenata, S2}} = F_{\text{frenata, S1}} = F_{\text{frenata}} / 2 = 620,01 \text{ kN} / 2 = 310 \text{ kN}$$

Distribuendo uniformemente la frenata su tutta la carreggiata sud (di larghezza 15,65 m), la forza agente sulla parte in allargamento (larghezza 4,50 m) è pari a:

$$F_{\text{frenata, S2 nuova}} = F_{\text{frenata, S1 nuova}} = 310 \text{ kN} / 15,65 \times 4,50 = 89,14 \text{ kN}$$

Ripartendo questa forza sulla larghezza della soletta relativa alla parte in allargamento si ottiene:

$$n_{\Delta T} = 89,14 \text{ kN} / (1,68 \times 3)m = 17,69 \text{ kN/m}$$

Le forze n dovute a dilatazioni termiche, ritiro e frenata corrispondono allo sforzo assiale di trazione /compressione nell'impalcato relativo all'allargamento. Tale sforzo assiale, in corrispondenza delle pile, transita totalmente attraverso la soletta di transizione.

5.5 Verifiche a tensoflessione

5.5.1 Verifiche allo stato limite di esercizio

Le caratteristiche della sezione sono riportate al *paragrafo 5.1.1*.

$$M_{\text{min}} = -6,70 - 50,06 = -56,76 \text{ kNm/m}$$

$$N = 45,52 + 25,29 + 17,69 = 88,50 \text{ kN/m (trazione)}$$

con $n=15$ risulta:

$$x = 5,20 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 16,60 \text{ N/mm}^2 < 17,5 \text{ N/mm}^2 \quad (R_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2)$$

$$\sigma_s = 289,4 \text{ N/mm}^2 < 360 \text{ N/mm}^2 \quad (B450C)$$

5.5.2 Verifiche allo stato limite ultimo

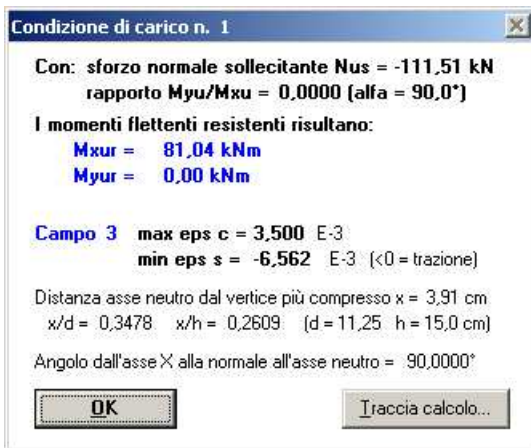
Considerando le combinazioni di carico previste dalla normativa di riferimento per lo stato limite ultimo si ottiene:

$$M_{Sd} = -0,56 \times 1,35 - 6,11 \times 1,5 - 50,06 \times 1,35 = -77,54 \text{ kNm/m}$$

$$N_{Sd} = 45,52 \times 1,2 + 25,29 \times 1,2 + 17,69 \times 1,5 = 111,51 \text{ kN/m (trazione)}$$

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo delle sezioni:

$$M_{Rd} = 81,04 \text{ kNm} > 77,54 \text{ kNm}$$



5.6 Verifica a fatica

Si riporta la verifica a fatica della soletta di collegamento adottando i carichi mobili previsti dal modello di carico di fatica 1 (verifica a fatica per vita illimitata - p.to 5.1.4.3 D.M. 2008); tale modello consente di ridurre del 30% i carichi concentrati e del 70% quelli distribuiti; per semplicità di calcolo si prevede di adottare per entrambe le tipologie di carico la riduzione minore (30%); in figura si illustra a carattere esemplificativo lo schema ridotto della corsia n. 1.

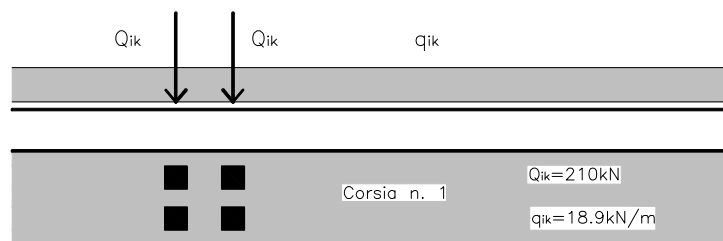


Figura 5.3 Schema di carico di fatica

Le sollecitazioni dovute ai carichi mobili sono quindi pari a quelle valutate per le verifiche tensionali ridotte del 30%.

Momento totale nella soletta:

$$M_{min} = -6,70 - 0,7 \times 50,06 = -41,74 \text{ kNm/m}$$

$$M_{max} = -6,70 + 0,7 \times 24,37 = 10,36 \text{ kNm/m}$$

Sforzo normale: $N = \pm 88,50 \text{ kN/m}$

Eseguendo le verifiche si ottiene:

Tensoflessione per M_{min}

$$x = 5,12 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 12,08 \text{ N/mm}^2 < f_{cd}/1,4 = 16,80 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 216,7 \text{ N/mm}^2 < \bar{f}_{yd}$$

Pressoflessione per M_{max}

$$x = 6,86 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 3,19 \text{ N/mm}^2 < f_{cd}/1,4 = 16,80 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 30,6 \text{ N/mm}^2 < \bar{f}_{yd}$$

$$\sigma_{sc} = -21,7 \text{ N/mm}^2 \text{ (compressione)}$$

Secondo il p.to 5.1.2.1.11 del D.M. 14/09/2005:

$$\bar{f}_{yd} = 0.7 f_{yd} \left(1 + 0.5 \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}\right) = 260,20 \text{ N/mm}^2$$

con $\sigma_{\min} = -21,7 \text{ N/mm}^2$ e $\sigma_{\max} = 216,7 \text{ N/mm}^2$

La verifica è soddisfatta.

5.7 Verifica allo stato limite di fessurazione

Si esegue la verifica secondo quanto previsto al p.to 4.1.2.2.4 del D.M. 2008 per le combinazioni di carico quasi permanente (QP) e frequente (FR), che nel caso in esame si riducono a:

$$\text{QP} = g_i + \varepsilon_2 + \varepsilon_3$$

$$\text{FR} = g_i + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 + \psi q_1$$

con $\psi_1 = 0.75$

Il calcolo della deformazione media delle barre e della distanza media tra le fessure è stato eseguito secondo il D.M. 09/01/1996 e la circolare del Min. LL.PP. del 15/10/96, come consentito al p.to C.4.1.2.2.4.6 della normativa di riferimento.

Nella condizione QP si ha: $M = -6,70 \text{ kNm/m}$
 $N = 45,52 + 25,29 = 70,81 \text{ kN/m}$ (trazione)

che corrisponde al seguente stato tensionale:

$$x = 4,08 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 1,81 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 47,7 \text{ N/mm}^2$$

Nella condizione FR si ha: $M = -6,70 - 0,75 \times 50,06 = -44,24 \text{ kNm/m}$
 $N = -45,52 - 25,29 = -70,81 \text{ kN/m}$

che corrisponde al seguente stato tensionale:

$$x = 5,20 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 12,94 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 226,0 \text{ N/mm}^2$$

Distanza media tra le fessure:

$$s_{rm} = 2\left(c + \frac{s}{10}\right) + K_2 K_3 \frac{\phi}{\rho_r}$$

$c = 3,0 \text{ cm}$ $s = 15 \text{ cm}$

$\phi_{eq} = \sqrt{2}x(1,4 + 1,6)/2 = 2,12 \text{ cm}$ (diametro equivalente delle barre accoppiate)

$K_2 = 0,4$ $K_3 = 0,125$

$d_{\text{eff, QP}} = (h-x)/2 = (15-4,08)/2 = 5,46 \text{ cm} < c+7,5\phi = 18,9 \text{ cm}$

$d_{\text{eff, FR}} = (h-x)/2 = (15-5,20)/2 = 4,90 \text{ cm} < c+7,5\phi = 18,9 \text{ cm}$

$$A_s = 1\phi 14 + 1\phi 16 = 3,55 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{r, QP} = A_s/A_{c,eff} = 3,55/(15 \times 5,46) = 0,043$$

$$\rho_{r, FR} = A_s/A_{c,eff} = 3,55/(15 \times 4,90) = 0,048$$

$$s_{rm, QP} = 2 \times (3,0 + 15/10) + 0,4 \times 0,125 \times 2,12/0,043 = 11,45 \text{ cm}$$

$$s_{rm, FR} = 2 \times (3,0 + 15/10) + 0,4 \times 0,125 \times 2,12/0,048 = 11,20 \text{ cm}$$

Deformazione unitaria media dell'armatura:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right]$$

$$E_s = 2.1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$\beta_1 = 1,0 \quad \beta_2 = 0,5$$

$$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3} = 3,10 \text{ N/mm}^2 \text{ (si considera prudenzialmente } R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

Caratteristiche sezione interamente reagente:

$$A_i = 100 \times 15 + 2 \times 15 \times 23,67 = 2210,1 \text{ cm}^2$$

$$I_i = 100 \times 15^3/12 + 2 \times 15 \times 23,67 \times 3,75^2 = 38110,8 \text{ cm}^4$$

Momento corrispondente al raggiungimento di f_{ctm} :

$$\frac{N}{0,22101} + M_{lf} \frac{0,075}{0,000381108} = 3,10 \quad \text{(che fornisce M in MNm/m)}$$

$$\Rightarrow M_{lf, QP} = M_{lf, FR} = 14,12 \text{ kNm/m}$$

Poiché $M_{QP} < M_{lf}$, nella combinazione di carico quasi permanente non si aprono fessure.

Nella sezione fessurata, per la combinazione FR ($M = 44,24 \text{ kNm/m}$; $N = 70,81 \text{ kN/m}$)

$$\sigma_{sr} = 82,8 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 226,0 \text{ N/mm}^2 \quad \varepsilon_{sm} = 1,00 \cdot 10^{-3}$$

$$w_d = 1,7 \varepsilon_{sm} s_{rm} = 1,7 \times 1,00 \cdot 10^{-3} \times 11,20 = 0,0191 \text{ cm} = 0,191 \text{ mm}$$

$$0,191 \text{ mm} < 0,30 \text{ mm} \text{ (condizioni ambientali aggressive – p.to 4.1.2.2.4.5 D.M. 14/02/2008)}$$

5.8 Verifica a taglio

Carichi permanenti:

$$V = 7,05 \times 1,00/2 = 3,53 \text{ kN/m}$$

Carichi mobili:

Con riferimento agli schemi di carico descritti al *paragrafo 5.3.2*, si riporta la massima sollecitazione di taglio corrispondente allo schema C2.

$$V_{c.m.} = 147,08 \text{ kN/m}$$

Il taglio sollecitante è quindi pari a:

$$V_{Sd} = 3,53 \times 1,35 + 147,08 \times 1,35 = 203,32 \text{ kN/m}$$

5.8.1 Verifica allo stato limite ultimo

Si riporta il calcolo della resistenza a taglio della sezione, che evidenzia il pieno soddisfacimento della verifica.

Si precisa che saranno disposte staffe $\phi 10$ con passo 10 cm in direzione longitudinale e passo 15 cm in direzione trasversale.

VERIFICA A TAGLIO ALLO STATO LIMITE ULTIMO (D.M. 14/01/2008)

$V_{Sd} =$	203	kN	
$R_{ck} =$	50,0	N/mm ²	
$f_{yk} =$	450	N/mm ²	
$f_{cd} =$	23,5	N/mm ²	resistenza di calcolo a compressione del cls
$f'_{cd} =$	11,8	N/mm ²	resistenza a compress. ridotta del cls d'anima
$f_{yd} =$	391	N/mm ²	tensione di calcolo dell'acciaio
$b_w =$	100	cm	larghezza minima della sezione
$h =$	15	cm	altezza della sezione
$c =$	3	cm	copriferro
$d =$	12	cm	altezza utile della sezione
$\theta =$	45	°	inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
$A_{sw} =$	5,24	cm ²	area dell'armatura trasversale = 6,67 ϕ 10
$s =$	10	cm	interasse tra due armature trasversali consecutive
$\alpha =$	90	°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale
$\sigma_{cp} =$	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:

$$V_{Rcd} = 635 \text{ kN} = 0,9 d b_w \alpha_c f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

Resistenza di calcolo dell'armatura trasversale:

$$V_{Rsd} = 221 \text{ kN} = 0,9 d A_{sw}/s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \sin\alpha$$

Verifica:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) = 221 \text{ kN} > 203 \text{ kN} = V_{Sd}$$

6. TRAVERSI

6.1 Verifica del traverso di collegamento

Si riporta la verifica dei traveri che collegano l'impalcato esistente a quello nuovo, evidenziati con colore magenta in figura.

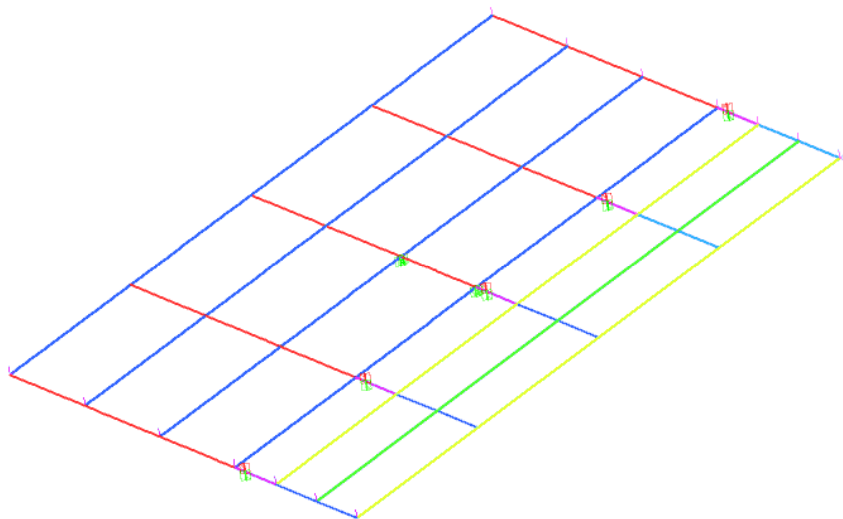


Figura 6.1 Schematizzazione dell'impalcato con il programma STRAUS

Per il calcolo delle sollecitazioni è stato costruito un modello agli elementi finiti con il programma STRAUS che ha premesso di valutare le massime azioni interne sul traverso di collegamento per varie disposizioni del carico mobile previsto dalla normativa.

L'impalcato (travi, traveri e soletta) è stato schematizzato con elementi *beam*; il carico mobile è stato disposto sull'impalcato secondo la più probabile disposizione delle corsie convenzionali in grado di provocare la massima sollecitazione.

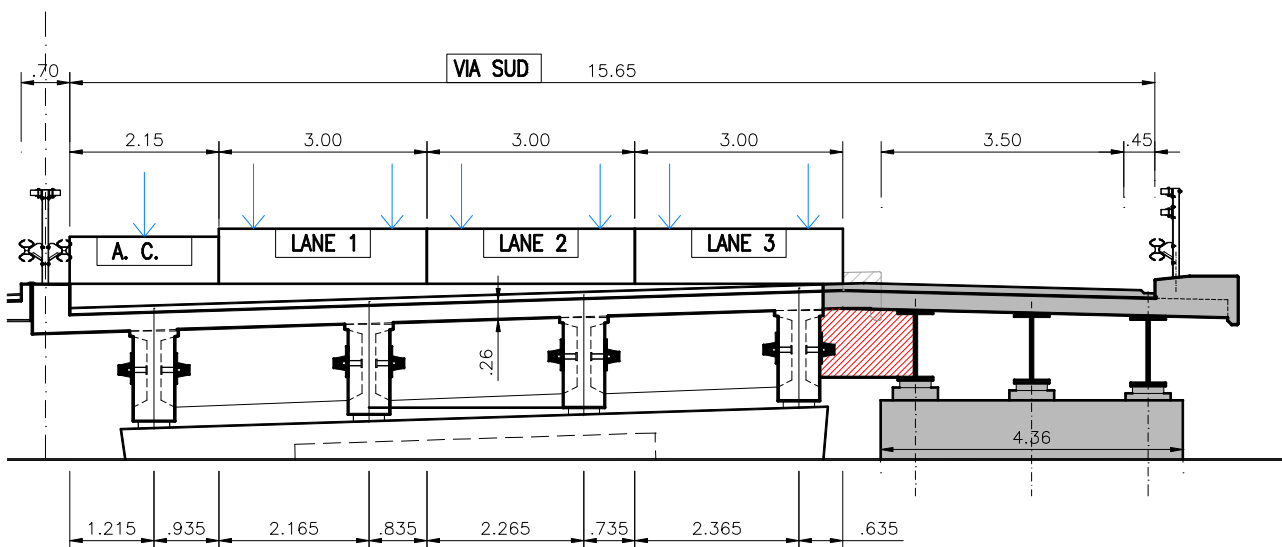


Figura 6.2 Disposizione delle corsie convenzionali di carico

Definito l'ingombro delle corsie convenzionali descritte nella normativa (*paragrafo 2.4*), il programma dispone i carichi in senso trasversale e longitudinale in modo tale da massimizzare le sollecitazioni in corrispondenza dei *response variable*, definiti in corrispondenza dei nodi significativi della struttura; in particolare sono stati individuati punti di controllo del momento flettente e del taglio in corrispondenza della sezione di collegamento dei traveri esistenti con

quelli nuovi. In *Figura 6.3* sono rappresentati i load path e i response variable relativi al modello in esame.

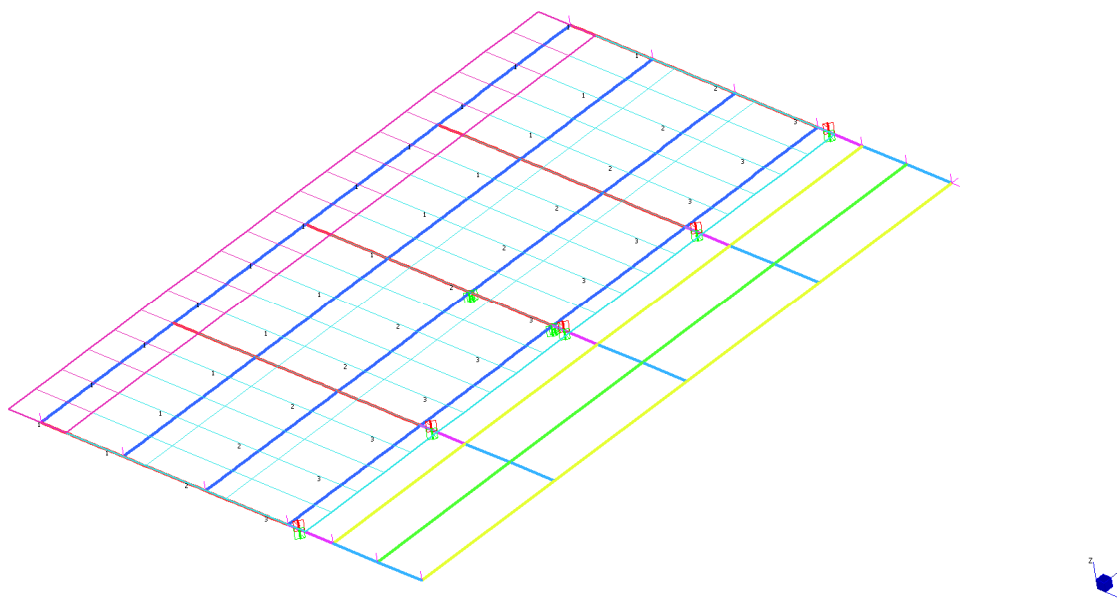


Figura 6.3 Modello STRAUS caricato con load path e response variable

6.1.1 Sollecitazioni

Per effetto del carico mobile le massime sollecitazioni sul traverso di collegamento ricavate dal modello sono:

	M	V	N
	[kNm]	[kN]	[kN]
Combinazione 7 (max V)	688,46	279,23	11,39
Combinazione 22 (max M)	703,94	278,37	16,45
Combinazione 10 (min M)	-114,57	210,81	4,02

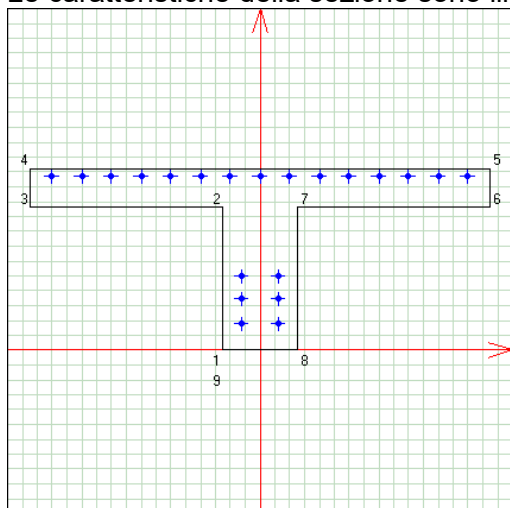
(sforzo assiale positivo di trazione)

Si precisa che le verifiche si riferiscono ai traversi posti in mezzeria e ai quarti; i traversi agli appoggi sono scarichi e quindi si prevede per gli stessi solo un'armatura minima.

6.1.1 Caratteristiche della sezione e dei materiali

6.1.1.1 Sezione (traversi di mezzeria e ai quarti)

Le caratteristiche della sezione sono illustrate in figura:



$$b = 50 \text{ cm}$$

$$H = 96 + 26 = 122 \text{ cm}$$

$$s = 26 \text{ cm}$$

$$B = b + 2 \times 5s = 50 + 2 \times 10 \times 26 = 310 \text{ cm}$$

$A_{inf} = 3 + 3 \phi 26$ tipo Dywidag ancorate oltre le anime delle travi (acciaio e cls)

$A_{sup} = \phi 20/20 \text{ cm} = 20,92 \text{ cm}^2/\text{m}$ (armature della soletta esistente); si trascurano nella verifica i $\phi 16/20 \text{ cm}$ esistenti (aggiuntivi sugli sbalzi).

Staffe $\phi 14/20 \text{ cm}$

Nel calcolo della resistenza della sezione si trascurano i connettori $\phi 16/15$ cm calcolati per garantire la resistenza della soletta a momento positivo.

I traversi agli appoggi sono poco sollecitati e si ritiene superfluo ancorare barre $\phi 26$ oltre la trave di calcestruzzo esistente; si prevedono per questi traversi 3+3 $\phi 20$ tipo Dywidag ancorati alla trave esistente di calcestruzzo con resina (profondità di inghisaggio 200 mm).

6.1.1.2 Caratteristiche dei materiali

Nelle verifiche si assumono le seguenti caratteristiche dei materiali e limitazioni tensionali:

$$f_{ck} = 0,83 \times 35 = 29,05 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza caratteristica a compressione del cls (} R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

$$f_{cd} = 0,85 f_{ck} / 1,5 = 16,46 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza di calcolo a compressione del cls}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / 1,15 = 391 \text{ N/mm}^2 \text{ tensione di calcolo per acciaio B450C (} f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

$$f_{yd, D} = f_{yk} / 1,15 = 726 \text{ N/mm}^2 \text{ tensione di calcolo per barre tipo Dywidag (} f_{yk} = 835 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

$$\sigma_{c,LIM} = 0,60 f_{ck} = 0,60 \times 29,05 = 17,43 \text{ N/mm}^2 \text{ per la combinazione rara}$$

$$\sigma_{c,LIM} = 0,45 f_{ck} = 0,45 \times 29,05 = 13,07 \text{ N/mm}^2 \text{ per la combinazione quasi permanente}$$

$$\sigma_{s,LIM} = 0,8 f_{yk} = 0,8 \times 450 = 360 \text{ N/mm}^2$$

Si precisa che nelle verifiche tensionali allo stato limite di esercizio è stato considerato per il calcestruzzo il limite più restrittivo per tutte le combinazioni.

6.1.2 Verifiche strutturali

Verifica a flessione

$$M_{max} = 703,94 \text{ kNm/m}$$

$$N = 16,45 \text{ kN (trazione)}$$

$$\text{risulta: } \sigma_c = 3,62 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 326,70 \text{ N/mm}^2 < 0,8 f_{yk} = 668 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{min} = -114,57 \text{ kNm/m}$$

$$N = 4,02 \text{ kN (trazione)}$$

$$\text{risulta: } \sigma_c = 1,13 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 36,20 \text{ N/mm}^2 < 0,8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

Le sollecitazioni di calcolo allo stato limite ultimo sono:

$$M_{max,Sd} = 703,94 \times 1,35 = 950,32 \text{ kNm/m}$$

$$N_{Sd} = 16,45 \times 1,35 = 22,21 \text{ kN}$$

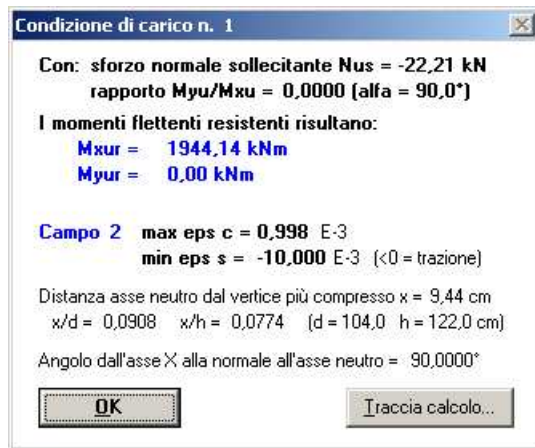
$$M_{min,Sd} = -114,57 \times 1,35 = -154,67 \text{ kNm/m}$$

$$N_{Sd} = 4,02 \times 1,35 = 5,43 \text{ kN}$$

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione, risulta un momento ultimo resistente:

$$M_{Rd+} = 1944,14 \text{ kNm} > M_{Sd} = 950,32 \text{ kNm/m (con } N_{Sd} = 22,21 \text{ kN)}$$

$$M_{Rd-} = 1291,36 \text{ kNm} > M_{Sd} = 154,672 \text{ kNm/m (con } N_{Sd} = 5,43 \text{ kN)}$$



Verifica a taglio

Il taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$V_{Sd} = 279,23 \times 1,35 = 376,96 \text{ kN/m}$$

VERIFICA A TAGLIO ALLO STATO LIMITE ULTIMO (D.M. 14/01/2008)

$V_{Sd} =$	376,96	kN	
$R_{ck} =$	35,0	N/mm ²	
$f_{yk} =$	450	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
$f_{yd} =$	391	N/mm ²	tensione di calcolo dell'acciaio
$b_w =$	50	cm	larghezza minima della sezione
$h =$	122	cm	altezza della sezione
$c =$	18	cm	coprifermo
$d =$	104	cm	altezza utile della sezione
$\theta =$	45	°	inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
$A_{sw} =$	3,08	cm ²	area dell'armatura trasversale = 2 Ø 14
$s =$	20	cm	interasse tra due armature trasversali consecutive
$\alpha =$	90	°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale
$\sigma_{cp} =$	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:

$$V_{Rcd} = 1926 \text{ kN} = 0,9 d b_w \alpha_c f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

Resistenza di calcolo dell'armatura trasversale:

$$V_{Rsd} = 564 \text{ kN} = 0,9 d A_{sw} / s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \sin\alpha$$

Verifica:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) = 564 \text{ kN} > 377 \text{ kN} = V_{Sd}$$

6.2 Verifica dei traversi di acciaio

Si riporta la verifica dei traversi che collegano l'impalcato esistente a quello nuovo, evidenziati con colore azzurro in figura.

Le sollecitazioni sono state ottenute dallo stesso modello dell'impalcato già descritto al paragrafo precedente per i traversi di collegamento. Il carico è stato applicato in modo tale da ottenere le massime sollecitazioni sul traverso.

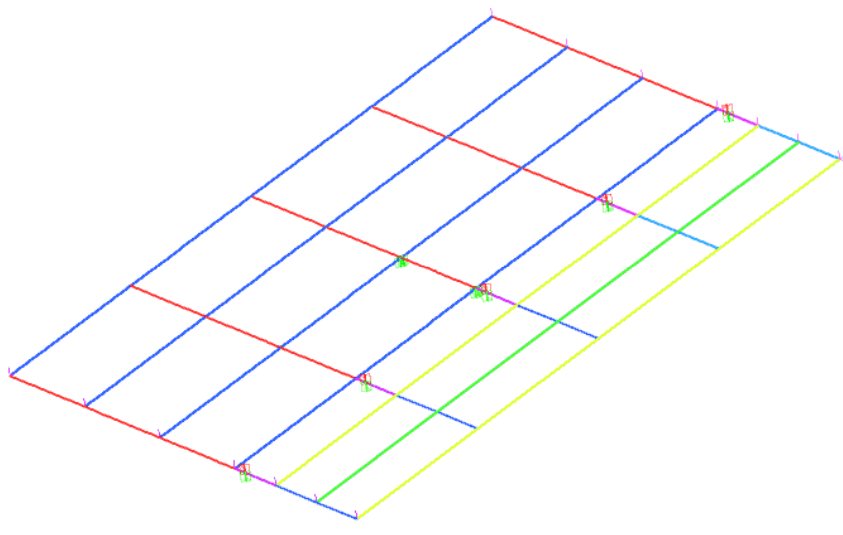


Figura 6.4 Schematizzazione dell'impalcato con il programma STRAUS

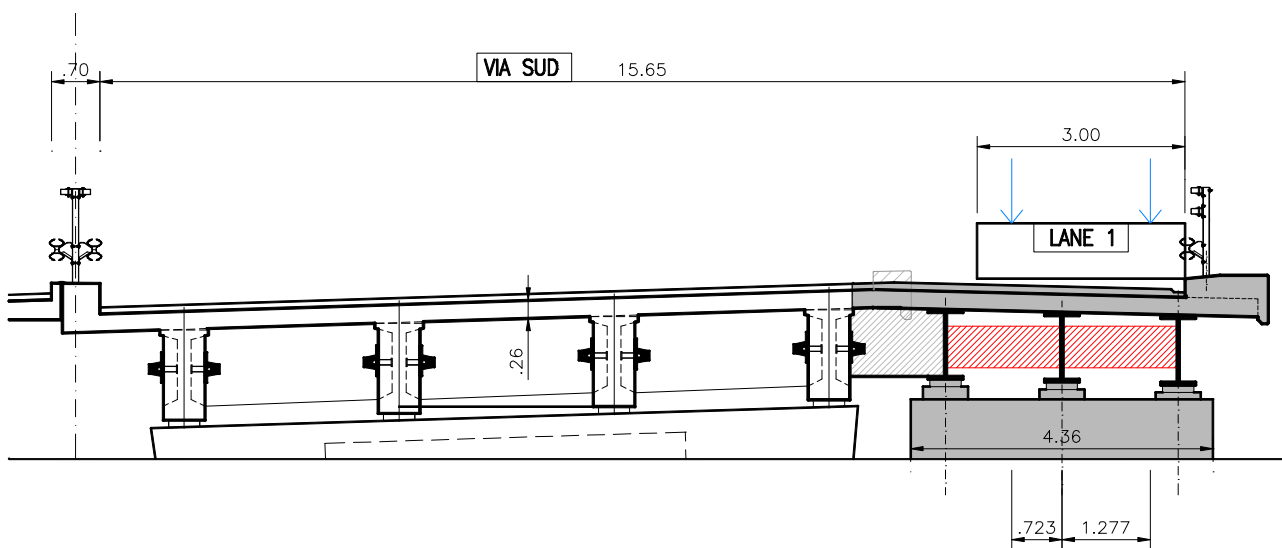


Figura 6.5 Disposizione delle corsie convenzionali di carico

In particolare la corsia 1 descritta dalla normativa è stata disposta nella posizione illustrata in figura; sono state analizzate per mezzo del programma STRAUS venti posizioni diverse del carico tandem in direzione longitudinale al fine di ottenere le massime sollecitazioni sui traversi.

Sono stati definiti infatti *response variable* di taglio e momento flettente in corrispondenza dei nodi significativi della struttura. In Figura 6.6 sono rappresentati i load path e i response variable relativi al modello in esame.

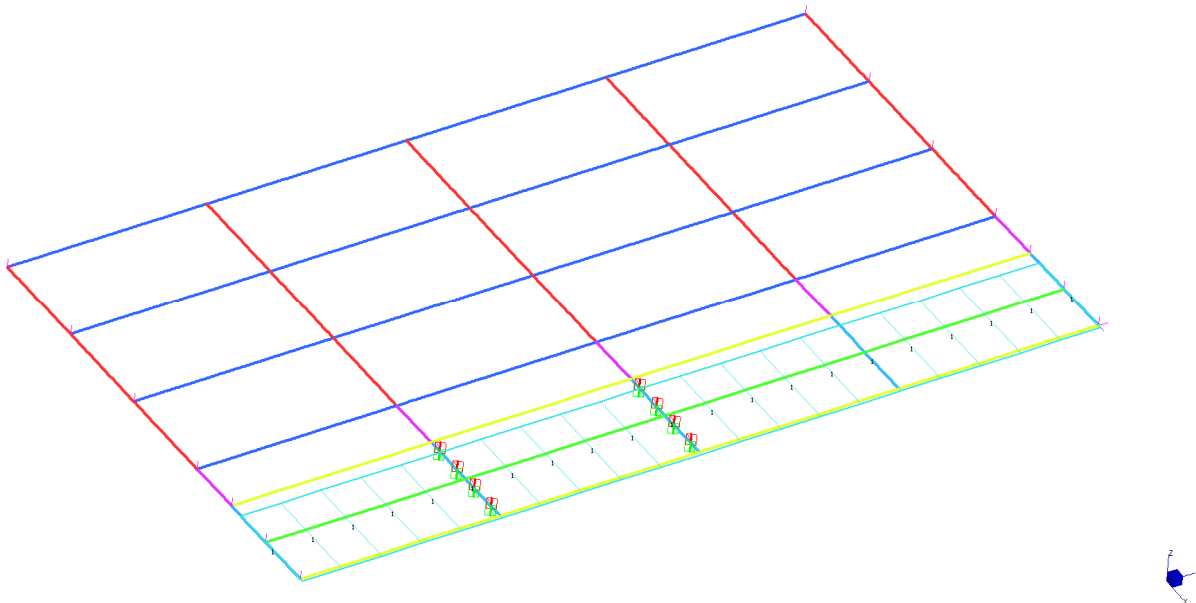


Figura 6.7 Modello STRAUS caricato con load path e response variable

Si precisa che per l'analisi a fatica è stato utilizzato il modello di carico di fatica 1 definito dal D.M. 2008 al p.to 5.1.4.3. I carichi distribuiti e concentrati della corsia numero 1 sono stati ridotti rispettivamente del 70% e del 30%, mantenendo la stessa disposizione della corsia convenzionale ed eseguendo lo stesso tipo di analisi con response variable con il programma STRAUS.

6.2.1 Sollecitazioni

Per effetto del carico mobile le massime sollecitazioni sul traverso di collegamento ricavate dal modello sono:

$$\begin{aligned} M_{Sd, \max} &= 142,93 \text{ kNm} && \text{(combinazione 21)} \\ M_{Sd, \min} &= -257,23 \text{ kNm} && \text{(combinazione 3)} \\ V_{Sd, \max} &= 209,89 \text{ kN} && \text{(combinazione 3)} \end{aligned}$$

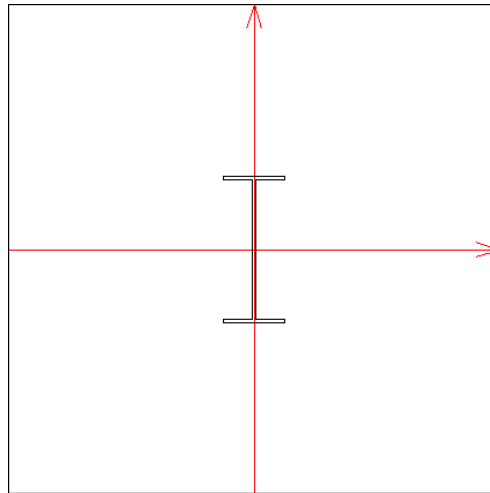
La massima escursione di momento flettente e taglio corrispondente allo schema di carico di fatica 1 è stata ottenuta confrontando tutti i dati derivanti dal modello per le venti disposizioni del tandem, ragionando sezione per sezione. La massima variazione di sollecitazione è:

$$\begin{aligned} \Delta M_{Sd, \max} &= -2,83 - (-132,34) = 129,51 \text{ kNm} && \text{(sez. beam 37 E2; carichi disposiz. 2 e disposiz. 20)} \\ \Delta V_{Sd, \max} &= 65,70 - (-70,70) = 136,37 \text{ kN} && \text{(sez. beam 34 E2; carichi disposiz. 6 e disposiz. 14)} \end{aligned}$$

6.2.2 Caratteristiche della sezione e dei materiali

6.2.2.1 Sezione

Le caratteristiche della sezione sono:



Piattabanda superiore	250x15 mm
Anima	570x15 mm
Piattabanda inferiore	250x15 mm

6.2.2.2 Caratteristiche dei materiali

Le caratteristiche dell'acciaio sono:

$$f_y / 1,05 = 338,1 \text{ N/mm}^2 \quad \text{tensione di calcolo per acciaio S355 (} f_y = 355 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

$$E_a = 210000 \text{ N/mm}^2 \quad \text{modulo di elasticità}$$

6.2.3 Verifiche strutturali

6.2.3.1 Verifica a flessione

Si verificano le tensioni corrispondenti al massimo momento flettente (in valore assoluto):

$$M = 257,23 \text{ kNm/m}$$

$$\text{risulta: } \sigma_{\text{sup}} = \sigma_{\text{inf}} = 102,22 \text{ N/mm}^2 < 338,1 \text{ N/mm}^2$$

La resistenza di calcolo a flessione retta della sezione è pari a:

$$M_{\text{el,Rd}} = 2911 \times 355 / 1,05 = 984,20 \text{ kNm} > M_{\text{Sd}} = 257,23 \times 1,35 = 347,26 \text{ kNm}$$

6.2.3.2 Verifica a taglio

Il taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$V_{\text{Sd}} = 209,89 \times 1,35 = 283,35 \text{ kN}$$

La resistenza a taglio è uguale a:

$$V_{\text{Rd}} = 570 \times 15 \times 355 / (1,05 \times \sqrt{3}) = 1668,95 \text{ kN} > V_{\text{Sd}} = 283,35 \text{ kN}$$

6.2.3.3 Verifica a fatica

La verifica a vita illimitata è stata eseguita controllando che:

$$\Delta \sigma_{\text{max, d}} = \gamma_{\text{Mf}} \Delta \sigma_{\text{max}} < \Delta \sigma_{\text{D}}$$

$$\Delta \tau_{\text{max, d}} = \gamma_{\text{Mf}} \Delta \tau_{\text{max}} < \Delta \tau_{\text{D}} = \Delta \tau_{\text{L}}$$

con:

$$\gamma_{\text{Mf}} = 1,15$$

$$\Delta \sigma_{\text{D}} = 0,737 \Delta \sigma_{\text{C}}$$

$$\Delta \tau_{\text{L}} = 0,457 \Delta \tau_{\text{C}}$$

Come classi dei dettagli si adottano quelle indicate dalla C. M. 2009 al p. to C4.2.4.1.4.4, assumendo i limiti più restrittivi tra quelli corrispondenti ai diversi particolari costruttivi che si riscontrano nei traversi:

- Tabella C.4.2.XVIII.d C.M. 02/02/2009; particolare 12 => $\Delta\sigma_C = 80 \text{ N/mm}^2$
 $\Delta\sigma_D = 0,737 \times 80 = 58,96 \text{ N/mm}^2$
- Tabella C.4.2.XVII.b C.M. 02/02/2009; particolare 8 => $\Delta\tau_C = 80 \text{ N/mm}^2$
 $\Delta\tau_D = 0,457 \times 80 = 36,56 \text{ N/mm}^2$

Dall'analisi dello stato tensionale corrispondente alle variazioni di sollecitazione provocate dai carichi mobili si ottiene:

$$\Delta\sigma_{\max} = 129,51/2911 \times 1000 = 44,49 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma_{\max, d} = \gamma_{Mf} \Delta\sigma_{\max} = 1,15 \times 44,49 = 51,16 \text{ N/mm}^2 < \Delta\sigma_D = 58,96 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\tau_{\max} = 136,37/(570 \times 15) \times 1000 = 15,95 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\tau_{\max, d} = \gamma_{Mf} \Delta\tau_{\max} = 1,15 \times 15,95 = 18,34 \text{ N/mm}^2 < \Delta\tau_D = 36,56 \text{ N/mm}^2$$

Il giunto di collegamento tra trave e traverso è stato calcolato in modo tale da garantire il completo ripristino. La saldatura del traverso alla trave causa la necessità di verificare il dettaglio di fatica 7 della Tabella C4.2.XVI per la trave.

Note le tensioni nelle travi corrispondenti ai carichi mobili (*paragrafo 3.5*):

$$\Delta\sigma_1 = 34,34 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma_2 = 39,34 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma_3 = 51,48 \text{ N/mm}^2$$

Si ottiene:

$$\Delta\sigma_{\max, d} = \gamma_{Mf} \Delta\sigma_{\max} = 51,48 \times 1,15 = 59,20 \text{ N/mm}^2$$

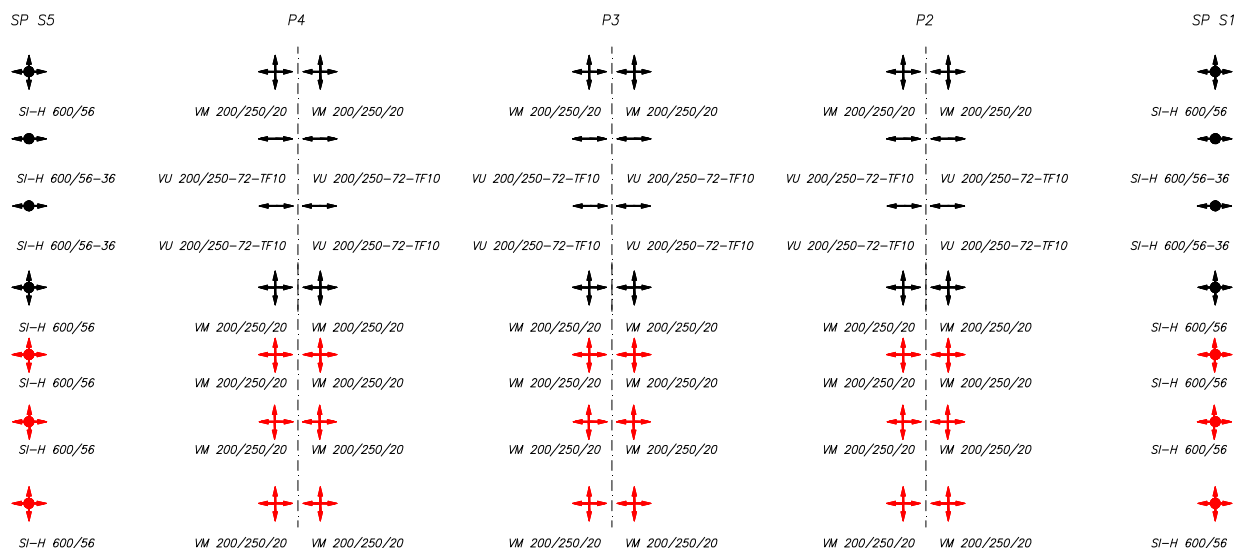
$$\Delta\sigma_D = 0,737 \times 80 = 58,96 \text{ N/mm}^2 \approx \Delta\sigma_{\max, d}$$

La verifica si considera soddisfatta.

7. APPOGGI

7.1 Caratteristiche degli apparecchi di appoggio

Per rispettare lo schema di vincolo attualmente presente sul viadotto e per fare in modo che l'allargamento non influisca negativamente sulle strutture esistenti, sono stati posizionati sulle spalle isolatori elastomerici (identificati con la sigla SI-H in figura) e sulle pile appoggi tipo "Vasoflon" (VU e VM in figura), dello stesso tipo di quelli esistenti. Sono stati utilizzati per l'allargamento solo appoggi di tipo multi-direzionale in modo tale da ottenere per la carreggiata sud lo schema di vincolo illustrato in figura:



In questo modo tutto il ponte è sismicamente isolato in direzione longitudinale e le forze orizzontali sono unicamente affidate alle spalle; in direzione trasversale le forze orizzontali si scaricano su tutta la sottostruttura e non è garantito isolamento dal punto di vista sismico.

In particolare per l'allargamento sono previsti:

- 18 appoggi *multi-direzionali* sulle pile;
- 6 isolatori *multi-direzionali* sulle spalle.

Gli isolatori elastomerici previsti in progetto, costituiti da strati alternati di materiale elastomerico e piastre di acciaio collegati mediante vulcanizzazione, presentano le caratteristiche riassunte in tabella.

CARATTERISTICHE DEI DISPOSITIVI DI ISOLAMENTO TIPO SI-H 600/56		
Carico verticale in presenza di sisma	V	8190 kN
Carico verticale massimo allo SLU in esercizio	F_{zd}	10310 kN
Rigidezza orizzontale equivalente	k_e	7,07 kN/mm
Rigidezza verticale	k_v	4585 kN/mm
Diametro elastomero	D_g	600 mm
Spessore totale gomma	t_e	56 mm
Coefficiente di smorzamento viscoso equivalente	ξ	15%
Modulo di elasticità tangenziale per $\gamma = 1,00$	G	1,4 N/mm ²
Spostamento massimo degli isolatori	d	100 mm
Massima forza trasversale (per appoggi uni-direzionali)	H_{Tmax}	490 kN(*)

(*) Valore dichiarato dal produttore degli appoggi in seguito ad un'analisi più approfondita rispetto a quella normalmente svolta per calcolare i valori tabellati sui cataloghi.

Le caratteristiche degli appoggi tipo Vasoflon multi-direzionali (quelli previsti per l'allargamento e quelli esistenti) e uni-direzionali (esistenti) sono quelle riassunte in tabella.

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI TIPO VASOFLOM UNI-DIREZIONALE		
Carico verticale massimo allo SLU	V	2000 kN
Forza orizzontale trasversale massima	H _{T,max}	720 kN
Forza orizzontale longitudinale massima	H _{L,max}	100 kN
Spostamento longitudinale massimo	d _{L,max}	± 125 mm

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI TIPO VASOFLOM MULTI-DIREZIONALE		
Carico verticale massimo allo SLU	V	2000 kN
Spostamento longitudinale massimo	d _{L,max}	± 125 mm
Spostamento trasversale massimo	d _{T,max}	± 25 mm

Nelle pagine seguenti sono riportati gli scarichi massimi per appoggio per ogni singola condizione di carico; le forze dovute a G1, G2 e Q1 corrispondono alle reazioni delle travi dell'allargamento (tagli sollecitanti); le forze dovute al vento e al sisma sono state ricavate elaborando i risultati del modello agli elementi finiti descritto nel *paragrafo 1.7*, considerando a favore di sicurezza le massime reazioni tra tutti gli appoggi.

7.2 Forze agenti sugli appoggi – carichi statici

Peso proprio G1			
APPOGGIO	FORZA VERTICALE [kN]	FORZA ORIZZONTALE Longitudinale [kN]	FORZA ORIZZONTALE Trasversale [kN]
Spalla – Isolatore multidirezionale	204,40	0	0
Spalla – Isolatore unidirezionale	204,40	0	0
Pila – Appoggio multidirezionale	204,40	0	0
Pila – Appoggio unidirezionale	204,40	0	0

Peso proprio G2			
APPOGGIO	FORZA VERTICALE [kN]	FORZA ORIZZONTALE Longitudinale [kN]	FORZA ORIZZONTALE Trasversale [kN]
Spalla – Isolatore multidirezionale	249,32	0	0
Spalla – Isolatore unidirezionale	249,32	0	0
Pila – Appoggio multidirezionale	249,32	0	0
Pila – Appoggio unidirezionale	249,32	0	0

Carichi mobili Q1 - traffico			
APPOGGIO	FORZA VERTICALE [kN]	FORZA ORIZZONTALE Longitudinale [kN]	FORZA ORIZZONTALE Trasversale [kN]
Spalla – Isolatore multidirezionale	511,59	± 44,29 (frenata)	0
Spalla – Isolatore unidirezionale	511,59	± 44,29 (frenata)	0
Pila – Appoggio multidirezionale	511,59	0	0
Pila – Appoggio unidirezionale	511,59	0	0

Vento Q5			
APPOGGIO	FORZA VERTICALE [kN] (*)	FORZA ORIZZONTALE Longitudinale [kN]	FORZA ORIZZONTALE Trasversale [kN]
Spalla – Isolatore multidirezionale	5,71	0	0
Spalla – Isolatore unidirezionale	6,57	0	± 45,71
Pila – Appoggio multidirezionale	6,40	0	0
Pila – Appoggio unidirezionale	7,21	0	± 50,30

Variazione termica DT ε3			
APPOGGIO	FORZA VERTICALE [kN]	FORZA ORIZZONTALE Longitudinale [kN]	FORZA ORIZZONTALE Trasversale [kN]
Spalla – Isolatore multidirezionale	42,24	± 85,96	± 15,89
Spalla – Isolatore unidirezionale	48,78	± 84,05	± 375,43
Pila – Appoggio multidirezionale	45,57	0	0
Pila – Appoggio unidirezionale	34,39	0	± 293,94

Si osserva che per effetto dell'allargamento si modifica la condizione di carico orizzontale degli appoggi esistenti, perciò la verifica interessa sia gli appoggi nuovi, sia quelli esistenti.

Le verifiche degli apparecchi sono soddisfatte, come risulta dai calcoli sotto riportati:

Per gli appoggi tipo Vasoflon:

$$V_{MAX, SLE} = 204,40 + 249,32 + 511,59 + 45,57 + 7,21 = 1018,09 \text{ kN}$$

$$V_{MAX, SLU, UI} = 204,40 \times 1,35 + 249,32 \times 1,5 + 511,59 \times 1,35 + 45,57 \times 1,2 \times 0,6 + 7,21 \times 1,5 \times 0,6 = 1379,87 \text{ kN} < 2000 \text{ kN}$$

$$H_{T, MAX, SLE, TI, ESIST.} = 50,30 + 293,94 = 344,24 \text{ kN}$$

$$H_{T, MAX, SLU, UI, ESIST.} = 50,30 \times 1,50 \times 0,6 + 293,94 \times 1,2 = 398,00 \text{ kN} < 720 \text{ kN (DT principale)}$$

Le forze sono inferiori a quelle limite.

L'intervento di allargamento provoca sugli appoggi tipo Vasoflon esistenti una variazione del carico orizzontale trasversale rispetto alla situazione attuale: gli appoggi sono verificati perché la forza sollecitante è minore della resistenza. Per quanto riguarda le forze verticali sono valide le verifiche già effettuate per il precedente intervento.

Per gli isolatori:

$$V_{MAX, SLE, NUOVO} = 204,40 + 249,32 + 511,59 + 42,24 + 5,71 = 1013,26 \text{ kN}$$

$$V_{MAX, SLE, ESISTENTE} = 1400,00^{(*)} + 48,78 + 6,57 = 1455,35 \text{ kN}$$

$$V_{MAX, SLU, UI, NUOVO} = 204,40 \times 1,35 + 249,32 \times 1,5 + 511,59 \times 1,35 + 42,24 \times 1,2 \times 0,6 + 5,71 \times 1,5 \times 0,6 = 1381,60 \text{ kN} < 10310 \text{ kN}$$

$$V_{MAX, SLU, UI, ESISTENTE} = 1920,00^{(*)} + 48,78 \times 1,2 \times 0,6 + 6,57 \times 1,5 \times 0,6 = 1961,03 \text{ kN} < 10310 \text{ kN}$$

(*) Dalla relazione di calcolo dell'intervento di risanamento già eseguito.

$$H_{L, MAX, SLE} = 44,29 \text{ kN (frenata)}$$

$$H_{L, MAX, SLU} = 44,29 \times 1,5 = 66,44 \text{ kN (frenata)}$$

$$H_{T, MAX, SLE, ESIST.} = 45,71 + 375,43 = 421,14 \text{ kN}$$

$$H_{T, MAX, SLU, UI, ESIST.} = 334,75 \text{ kN} < 490 \text{ kN (vento principale – forze corrispondenti)}$$

$$H_{T, MAX, SLU, UI, ESIST.} = 488,20 \text{ kN} < 490 \text{ kN (DT principale – forze corrispondenti)}$$

dove per calcolare le forze trasversali allo stato limite ultimo sono state sommate le forze su appoggi corrispondenti e non le massime su tutti gli appoggi (valori riportati nelle tabelle); perciò le forze combinate non corrispondono alla somma dei singoli valori di tabella amplificati con i coefficienti da normativa, ma sono inferiori.

Anche in questo caso le forze sono inferiori a quelle limite, precisando che il limite di 490 kN relativo alla forza trasversale degli isolatori uni-direzionali è stato fornito dal produttore degli appoggi in seguito ad un'analisi più approfondita rispetto a quella che fornisce il valore da catalogo.

Si calcola lo spostamento massimo dell'isolatore in fase statica, assumendo il coefficiente di dilatazione termica massimo tra quello dell'acciaio e quello del calcestruzzo (in questo modo il calcolo è valido sia per gli isolatori esistenti sia per gli isolatori nuovi, dove per gli appoggi esistenti si sovrastima a favore di sicurezza sia lo spostamento in direzione longitudinale sia quello in direzione trasversale).

Spostamento in direzione longitudinale dovuto alla variazione termica globale $\pm 25^{\circ}\text{C}$:

$$\alpha_T \cdot \Delta T \cdot L = [\pm 1.2e-05 \times 25^{\circ}\text{C} \times 100 \text{ m}] / 2 = \pm 15,0 \text{ mm}$$

Spostamento in direzione trasversale dovuto alla variazione termica globale $\pm 25^{\circ}\text{C}$:

$$\alpha_T \cdot \Delta T \cdot L = [\pm 1.2e-05 \times 25^{\circ}\text{C} \times 8,20 \text{ m}] = \pm 3,0 \text{ mm}$$

con 8,20 m pari alla distanza tra l'asse dell'appoggio uni-direzionale esistente e l'asse dell'appoggio multi-direzionale della trave di bordo.

Spostamento in direzione longitudinale dovuto al ritiro (variazione termica equivalente $\pm 10^{\circ}\text{C}$):

$$\alpha_T \cdot \Delta T \cdot L = [\pm 1.2e-05 \times 10^{\circ}\text{C} \times 100 \text{ m}] / 2 = \pm 6,0 \text{ mm}$$

Spostamento in direzione longitudinale dovuto alla frenata (modello STRAUS in funzione della rigidità degli isolatori):

$$F_{L, \text{frenata}} / k_e = 44,29 / 7,07 = 6,3 \text{ mm}$$

$$d_{L, \text{max, SLE}} = 15,0 + 6,0 = 21,0 \text{ mm (spostamento non dovuto a forze orizzontali)}$$

$$d_{L, \text{frenata, SLE}} = 6,3 \text{ mm (spostamento dovuto alla frenata)}$$

$$d_{T, \text{max, SLE}} = 3,0 \text{ mm}$$

Si calcola lo spostamento massimo dell'appoggio tipo Vasoflon in fase statica, secondo lo stesso criterio seguito per gli isolatori:

Spostamento in direzione longitudinale dovuto alla variazione termica globale $\pm 25^{\circ}\text{C}$:

$$\alpha_T \cdot \Delta T \cdot L = [\pm 1.2e-05 \times 25^{\circ}\text{C} \times 80 \text{ m}] / 2 = \pm 12,0 \text{ mm}$$

Spostamento in direzione trasversale dovuto alla variazione termica globale $\pm 25^{\circ}\text{C}$:

$$\alpha_T \cdot \Delta T \cdot L = [\pm 1.2e-05 \times 25^{\circ}\text{C} \times 8,20 \text{ m}] = \pm 3,0 \text{ mm}$$

con 8,20 m pari alla distanza tra l'asse dell'appoggio uni-direzionale esistente e l'asse dell'appoggio multi-direzionale della trave di bordo.

Spostamento in direzione longitudinale dovuto al ritiro (variazione termica equivalente $\pm 10^{\circ}\text{C}$):

$$\alpha_T \cdot \Delta T \cdot L = [\pm 1.2e-05 \times 10^{\circ}\text{C} \times 80 \text{ m}] / 2 = \pm 4,8 \text{ mm}$$

Spostamento in direzione longitudinale dovuto alla frenata (modello STRAUS in funzione della rigidità degli isolatori):

$$F_{L, \text{frenata}} / k_e = 44,29 / 7,07 = 6,3 \text{ mm}$$

$$d_{L, \text{max, SLE}} = 12,0 + 4,8 = 16,8 \text{ mm (spostamento non dovuto a forze orizzontali)}$$

$$d_{L, \text{frenata, SLE}} = 6,3 \text{ mm (spostamento dovuto alla frenata)}$$

$$d_{T, \text{max, SLE}} = 3,0 \text{ mm}$$

Si osserva che lo spostamento dovuto a variazione termica e ritiro si sarebbe potuto calcolare partendo dalle forze orizzontali ricavate dal modello agli EF; il calcolo semplificato è cautelativo, quindi è stato scelto questo metodo a favore di sicurezza.

7.3 Forze agenti sugli appoggi – azione sismica

Si riportano in tabella le forze verticali e orizzontali massime risultanti dall'analisi su tutti gli appoggi del viadotto (esistente e allargamento). Si precisa che i valori riportati corrispondono al massimo risultante dalle tre combinazioni sismiche:

$$\begin{aligned} &EX+0,3 EY+0,3 EZ \\ &0,3 EX+EY+0,3 EZ \\ &0,3 EX+0,3 EY+EZ \end{aligned}$$

<i>Sisma (massimo tra le tre combinazioni significative)</i>			
APPOGGIO	FORZA VERTICALE [kN]	FORZA ORIZZ. Longitudinale [kN]	FORZA ORIZZ. Trasversale [kN]
Spalla – Isolatore multidirezionale	± 119,29	± 414,51	± 4,61
Spalla – Isolatore unidirezionale	± 104,32	± 413,98	± 463,82
Pila – Appoggio multidirezionale	± 192,07	0,00	0,00
Pila – Appoggio unidirezionale	± 201,03	0,00	± 599,22

Si osserva che la forza verticale di trazione è inferiore alla forza verticale provocata dai carichi permanenti (sia nella configurazione temporanea con soli pesi propri degli elementi strutturali, sia nella configurazione definitiva che comprende i permanenti portati), perciò la combinazione che minimizza il carico verticale porta sempre a valori positivi di questa azione; trascurando anche i permanenti portati si ottiene (nel caso peggiore tenendo conto sia degli isolatori sia degli appoggi tipo Vasoflon):

$$V_{\text{MIN}} = 204,40 \times 1,00 - 201,03 = 3,37 \text{ kN}$$

Si riportano di seguito le verifiche relative alle forze massime sopportabili dai dispositivi.

Per gli appoggi tipo Vasoflon:

$$V_{\text{MAX, SISMA}} = 204,40 \times 1,00 + 249,32 \times 1,00 + 201,03 \times 1,00 = 654,75 \text{ kN} < 2000 \text{ kN}$$

$$V_{\text{MIN, SISMA}} = 204,40 \times 1,00 + 249,32 \times 1,00 - 201,03 \times 1,00 = 252,69 \text{ kN}$$

$$H_{\text{T,MAX, SISMA}} = 599,22 \text{ kN} < 720 \text{ kN}$$

Per gli isolatori:

$$V_{\text{MAX, SISMA}} = 204,40 \times 1,00 + 249,32 \times 1,00 + 119,29 \times 1,00 = 573,01 \text{ kN} < 8190 \text{ kN}$$

$$V_{\text{MIN, SISMA}} = 204,40 \times 1,00 + 249,32 \times 1,00 - 119,29 \times 1,00 = 334,43 \text{ kN}$$

$$H_{\text{T,MAX, SISMA}} = 463,82 \text{ kN} < 490 \text{ kN}$$

Si verifica anche che gli isolatori siano in grado di sostenere, senza rotture, uno spostamento d_2 valutato per un terremoto avente probabilità di arrivo inferiore a quello di progetto allo SLU, ottenuto amplificando quest'ultimo del 20%. In presenza di sistemi di isolamento a comportamento modellabile come lineare, come nel caso in esame, è sufficiente maggiorare del 20% lo spostamento ottenuto con il terremoto di progetto.

Nella seguente tabella sono riassunti i valori massimi degli spostamenti degli appoggi (con evidenziati anche gli spostamenti dovuti alle azioni sismiche incrementati, come detto, del 20%). Gli spostamenti significativi sono solo in direzione longitudinale perché lo schema di vincolo

dell'impalcato sulle sottostrutture lo blocca in direzione trasversale; lo spostamento d_L è stato valutato con la formula:

$$d_L = F_L/k_e$$

dove la rigidezza trasversale k_e degli appoggi in esame è pari a 7,07 kN/mm.

In particolare:

$$d_L = (414,51/7,07) = 59 \text{ mm}$$

VERIFICA DI COMPATIBILITA' DI SPOSTAMENTO	
	d_L
	[mm]
SISMA	59
SISMA (+20%)	70

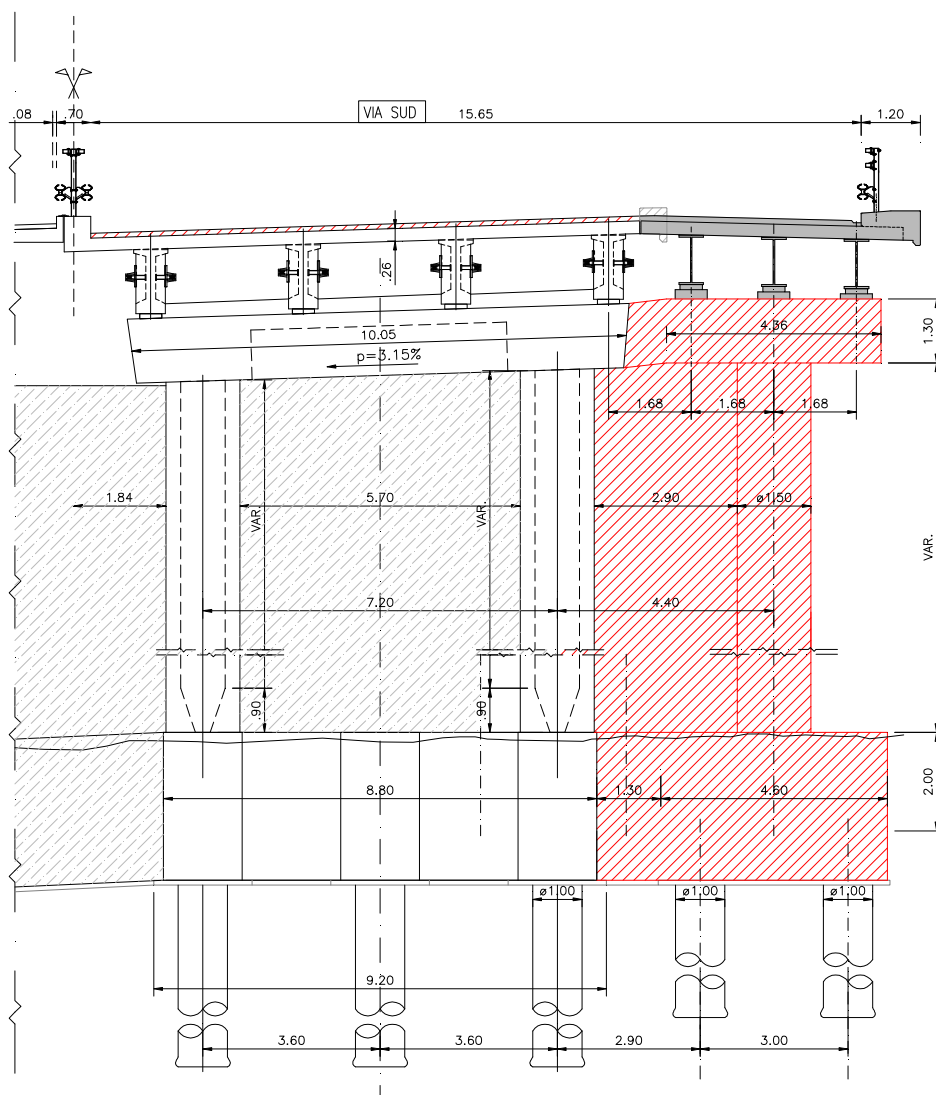
Si osserva che i valori degli spostamenti nelle più gravose combinazioni di carico risultano inferiori ai massimi spostamenti sopportabili dagli apparecchi di appoggio previsti ($d_{MAX} = 100$ mm per gli isolatori e $d_{MAX} = 125$ mm per gli appoggi tipo Vasoflon).

8. VERIFICA DELLE PILE

Si riportano in questo capitolo le verifiche della pila nella configurazione geometrica conseguente all'allargamento; visto l'efficace connessione tra le parti strutturali nuove e la pila esistente in corrispondenza del pulvino, del setto e della piattabanda di fondazione, le verifiche saranno condotte sulla pila completa (esistente e allargamento); il pulvino e la colonna di nuova costruzione sono comunque stati dimensionati per uno schema statico che considera la colonna incastrata in fondazione e libera in sommità, come se il setto di collegamento non esistesse, a favore di sicurezza.

In figura sono evidenziate in rosso le parti strutturali nuove; il tratteggio colore grigio individua le opere già eseguite nell'ambito dell'intervento di rinforzo del viadotto.

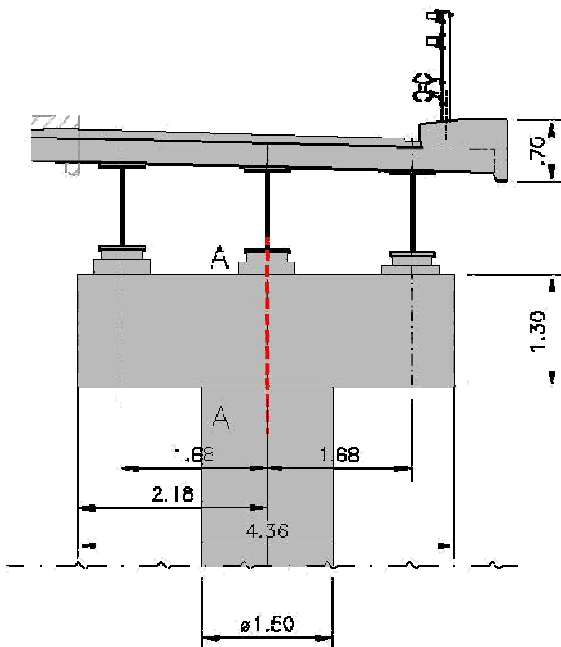
Le sollecitazioni dovute ai carichi mobili sono state valutate effettuando l'equilibrio globale della pila e disponendo le corsie di carico previste dalla normativa nelle configurazioni che massimizzano le sollecitazioni. L'analisi sismica e quella statica (esclusi i carichi mobili) sono invece state effettuate modellando l'intero viadotto con un programma agli elementi finiti, come descritto al *paragrafo 1.7*; dall'elaborazione dell'output del programma sono state ricavate le sollecitazioni.



8.1 Verifica del pulvino

Lo schema statico adottato per la verifica del pulvino considera l'elemento strutturale incastrato in corrispondenza dell'asse delle colonna e libero alle estremità.

Questo schema statico sovrastima di fatto le sollecitazioni alle quali sarà soggetto il pulvino vista la presenza del setto di collegamento tra la pila esistente e quella nuova e della connessione al pulvino esistente.



8.1.1 Sezione e schema statico

Le caratteristiche del nuovo pulvino sono le seguenti:

Base $b = 240$ cm

Altezza $h = 130$ cm

Altezza utile $d = 122$ cm

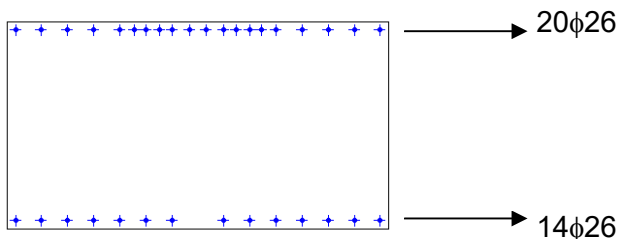
$d' = 8$ cm

Copriferro $c = 5$ cm

Armature sup. $A'_s = 20\phi 26 = 106,19$ cm²

Armature inf. $A_s = 14\phi 26 = 74,33$ cm²

Staffe ST. $\phi 16$ con 6 bracci passo 20 cm



Lo schema statico assunto per il calcolo delle sollecitazioni è quello di una mensola incastrata in corrispondenza dell'asse della colonna, caricata con le reazioni delle travi.

8.1.2 Caratteristiche dei materiali

Nelle verifiche si assumono le seguenti caratteristiche dei materiali e limitazioni tensionali:

$$f_{ck} = 0,83 \times 40 = 33,20 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza caratteristica a compressione del cls (} R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

$$f_{cd} = 0,85 f_{ck} / 1,5 = 18,81 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza di calcolo a compressione del cls}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / 1,15 = 391 \text{ N/mm}^2 \text{ tensione di calcolo per acciaio B450C (} f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

$$\sigma_{c,LIM} = 0,60 f_{ck} = 0,60 \times 33,20 = 19,92 \text{ N/mm}^2 \text{ per la combinazione rara}$$

$$\sigma_{c,LIM} = 0,45 f_{ck} = 0,45 \times 33,20 = 14,94 \text{ N/mm}^2 \text{ per la combinazione quasi permanente}$$

$$\sigma_{s,LIM} = 0,8 f_{yk} = 0,8 \times 450 = 360 \text{ N/mm}^2$$

8.1.3 Analisi dei carichi

Sul pulvino si scaricano le reazioni delle travi; in particolare lo sbalzo esterno è sollecitato dalle reazioni concentrate di due travi tipo 1 poste a distanza pari a 1,68 m dall'incastro e lo sbalzo interno da due travi tipo 3 in posizione simmetrica.

Per la valutazione delle reazioni delle travi si rimanda al *paragrafo 3.2.4*.

1) Pesi strutturali

Peso proprio pulvino: $g_1 = 1,30 \times 1,80 \times 2,18 \times 25,00 = 170,04 \text{ kN}$

Reazione della trave esterna T₁: $g_1 = 204,04 \text{ kN}$

Reazione della trave interna T₃: $g_1 = 204,04 \text{ kN}$

2) Pesi permanenti portati

Reazione della trave esterna T₁: $g_2 = 249,32 \text{ kN}$

Reazione della trave interna T₃: $g_2 = 41,38 \text{ kN}$

3) Carichi mobili

Reazione della trave esterna T₁: $q_1 = 339,23 \text{ kN}$

Reazione della trave interna T₃: $q_1 = 511,59 \text{ kN}$

8.1.4 Sollecitazioni

Di seguito si riportano le massime sollecitazioni risultanti dall'analisi combinate secondo i coefficienti previsti dalla normativa di riferimento (si rimanda al *paragrafo 1.7.4*). Per convenzione si assume che il momento positivo tenda le fibre superiori.

	TRAVE ESTERNA T ₁		TRAVE INTERNA T ₃	
	M _{Sd}	V _{Sd}	M _{Sd}	V _{Sd}
	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]
Comb. SLE rara	2849,66	1755,94	2730,11	1684,78
Comb. SLE frequente	2564,70	1586,33	2300,37	1428,99
Comb. SLE quasi perm.	1709,84	1077,48	1011,16	661,60
Comb. SLU	3972,69	2445,32	3706,50	2286,87

8.1.5 Verifiche strutturali

Si verifica la sezione più sollecitata che risulta essere la trave esterna T₁.

Verifica a flessione

$$M_{Sd, SLE, RARA} = 2849,66 \text{ kNm}$$

risulta: $\sigma_c = 5,53 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 19,92 \text{ N/mm}^2$

$$\sigma_s = 239,6 \text{ N/mm}^2 < 0,8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{Sd, SLE, FREQUENTE} = 2564,70 \text{ kNm}$$

risulta: $\sigma_c = 4,98 \text{ N/mm}^2$

$$\sigma_s = 215,7 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{Sd, SLE, Q.P.} = 1709,84 \text{ kNm}$$

risulta: $\sigma_c = 3,32 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$

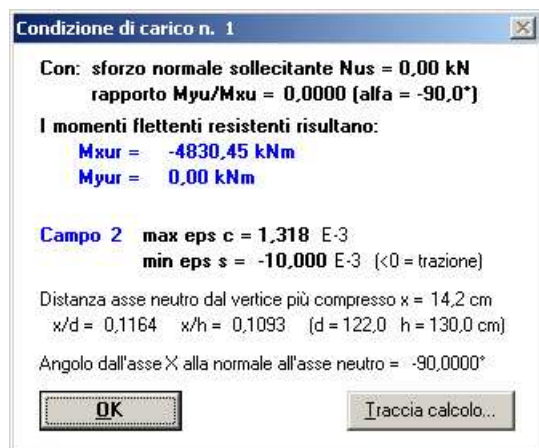
$$\sigma_s = 143,8 \text{ N/mm}^2 < 0,8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

Il momento sollecitante massimo allo stato limite ultimo vale:

$$M_{Sd, SLU} = 3972,69 \text{ kNm}$$

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione, risulta un momento ultimo resistente:

$$M_{Rd} = 4830,45 \text{ kNm} > M_{Sd, SLU} = 3972,69 \text{ kNm}$$



Verifica a taglio

Il taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$V_{Sd} = 2445,32 \text{ kN}$$

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

$f_{yk} =$	450	N/mm ²	
$f_{cd} =$	18,8	N/mm ²	resistenza di calcolo a compressione del cls
$f'_{cd} =$	9,4	N/mm ²	resistenza a compress. ridotta del cls d'anima
$f_{yd} =$	391	N/mm ²	tensione di calcolo dell'acciaio
$b_w =$	240	cm	larghezza minima della sezione
$d =$	122	cm	altezza utile della sezione
$\theta =$	45	°	inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
$A_{sw} =$	12,06	cm ²	area dell'armatura trasversale = 6 Ø 16
$s =$	20	cm	interasse tra due armature trasversali consecutive
$\alpha =$	90	°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale
$\sigma_{cp} =$	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:

$$V_{Rcd} = 12394 \text{ kN} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

Resistenza di calcolo dell'armatura trasversale:

$$V_{Rsd} = 2592 \text{ kN} = 0,9 d A_{sw}/s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \sin\alpha$$

Verifica:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) = 2592 \text{ kN}$$

Si precisa che le armature rispettano i limiti geometrici e dimensionali previsti dal D.M. 2008 e che sono soddisfatte anche le verifiche di fessurazione e deformabilità.

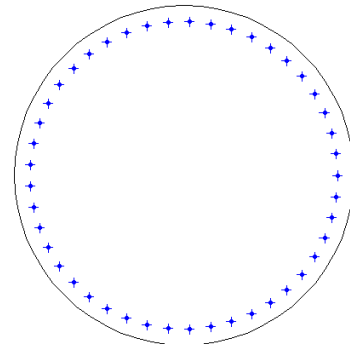
8.2 Verifica della colonna nuova

8.2.1 Sezione e schema di calcolo

Le armature della colonna nuova sono state dimensionate per resistere alle sollecitazioni statiche valutate prudenzialmente considerando la colonna incastrata nella fondazione e libera in sommità; la verifica statica e sismica della pila completa, caratterizzata da una sezione composta dalle quattro colonne esistenti, da quella nuova e dai setti, è riportata nei paragrafi che seguono. Visto lo schema di vincolo dell'impalcato in corrispondenza delle pile, realizzato con appoggi tipo Vasoflon multi-direzionali, le colonne nuove non sono interessate dagli effetti di frenata, variazione termica e ritiro che si scaricano completamente sulle spalle.

Le caratteristiche della nuova colonna sono le seguenti:

Diametro	$d = 150 \text{ cm}$
Altezza utile	$d = 142 \text{ cm}$
Altezza utile per taglio	$d = 123 \text{ cm}$
Copriferro	$c = 5 \text{ cm}$
Armatura	$A_s = 45\phi 26 = 106,19 \text{ cm}^2$
Staffe	$\phi 14$ passo 25 cm



Lo schema statico assunto per il calcolo delle sollecitazioni è quello di una mensola incastrata in corrispondenza dell'asse della colonna, caricata con le reazioni delle travi e con l'azione del vento. Nel calcolo si assume l'altezza massima delle nuove colonne corrispondente a quella della pila 2 pari a 10,45 m. In effetti le ipotesi assunte sono molto cautelative perché le nuove colonne sono strutturalmente connesse a tutta la pila per mezzo del setto trasversale di rinforzo e l'altezza media della pila completa è pari a circa 10,18 m; perciò lo schema statico di mensola incastrata con lunghezza pari all'altezza massima della colonna porta a sovrastimare le sollecitazioni ma questo risulta comunque a favore di sicurezza.

Per la valutazione delle sollecitazioni in ambito sismico, il modello del viadotto ha consentito di cogliere in modo più verosimile il comportamento effettivo della struttura e quindi di stimare con maggiore precisione l'entità effettiva del momento flettente, del taglio e dello sforzo assiale.

8.2.2 Caratteristiche dei materiali

Nelle verifiche si assumono le seguenti caratteristiche dei materiali e limitazioni tensionali:

$f_{ck} = 0,83 \times 40 = 33,20 \text{ N/mm}^2$ resistenza caratteristica a compressione del cls ($R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$)

$f_{cd} = 0,85 f_{ck} / 1,5 = 18,81 \text{ N/mm}^2$ resistenza di calcolo a compressione del cls

$f_{yd} = f_{yk} / 1,15 = 391 \text{ N/mm}^2$ tensione di calcolo per acciaio B450C ($f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$)

$\sigma_{c,LIM} = 0,60 f_{ck} = 0,60 \times 33,20 = 19,92 \text{ N/mm}^2$ per la combinazione rara

$\sigma_{c,LIM} = 0,45 f_{ck} = 0,45 \times 33,20 = 14,94 \text{ N/mm}^2$ per la combinazione quasi permanente

$\sigma_{s,LIM} = 0,8 f_{yk} = 0,8 \times 450 = 360 \text{ N/mm}^2$

8.2.3 Analisi dei carichi

Sul pulvino si scaricano le reazioni delle travi; in particolare lo sbalzo esterno è sollecitato dalle reazioni concentrate di due travi tipo 1 poste a distanza pari a 1,68 m dall'incastro e lo sbalzo interno da due travi tipo 3 in posizione simmetrica. In asse alla colonna sono concentrate le reazioni di due travi tipo 2.

Per la valutazione delle reazioni delle travi si rimanda al *paragrafo 3.2.4.*

1) Pesì strutturali della pila

Peso proprio pulvino: $g_1 = 2,40 \times 1,30 \times 4,38 \times 25,00 = 341,64 \text{ kN}$
 Peso della colonna: $g_1 = 1,767 \times 10,18 \times 25,00 = 449,70 \text{ kN}$
 Reazione delle travi : $g_1 = 204,04 \text{ kN}$

2) Pesì strutturali e permanenti portati dall'impalcato

Reazione delle travi : $g_1 = 204,04 \times 2 = 408,80 \text{ kN}$
 Reazione della trave esterna T_1 : $g_2 = 249,32 \times 2 = 498,64 \text{ kN}$
 Reazioni delle travi interne T_2 e T_3 : $g_2 = 41,38 \times 2 = 82,76 \text{ kN}$

3) Carichi mobili

Le sollecitazioni dovute ai carichi mobili sono state valutate effettuando l'equilibrio globale della struttura considerando le colonne di carico previste dalla normativa disposte secondo le configurazioni più gravose sia in senso trasversale sia in senso longitudinale, come illustrato in figura.

In direzione trasversale si considerano gli effetti della colonna 1 affiancata a metà della colonna 2 (X), della colonna 1 con l'area rimanente caricata con il solo carico distribuito (Y) e gli effetti della sola colonna 1 nella posizione più eccentrica nelle due direzioni (Z e U).

In direzione longitudinale si prevedono tre disposizioni di carico in grado di provocare il massimo momento flettente in direzione longitudinale (A), il massimo sforzo assiale (C) e massime sollecitazioni contemporanee (B).

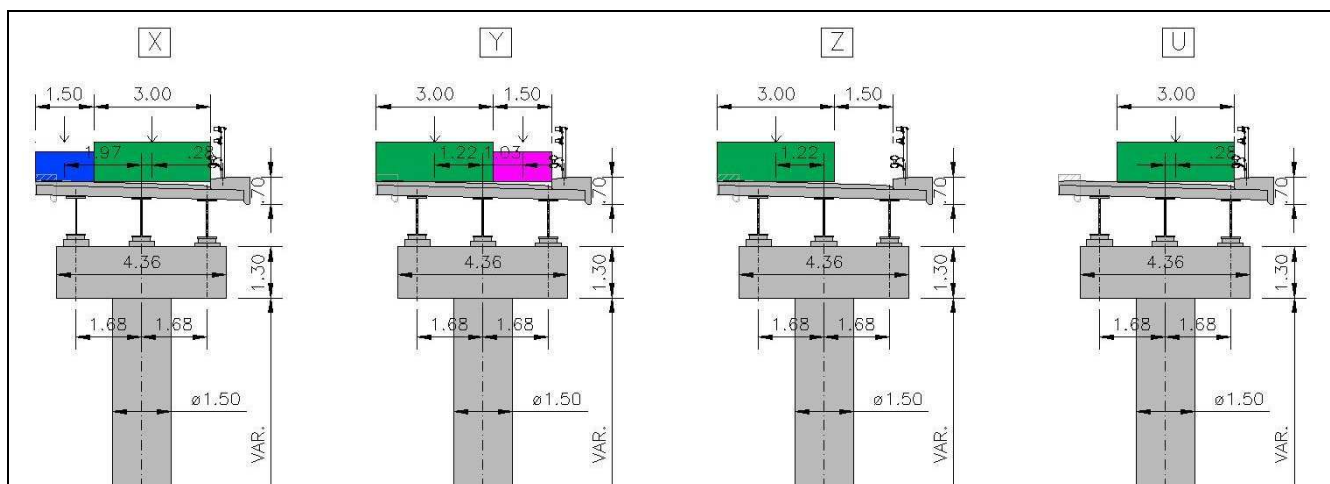


Figura 8.1 Disposizione trasversale delle colonne di carico mobile

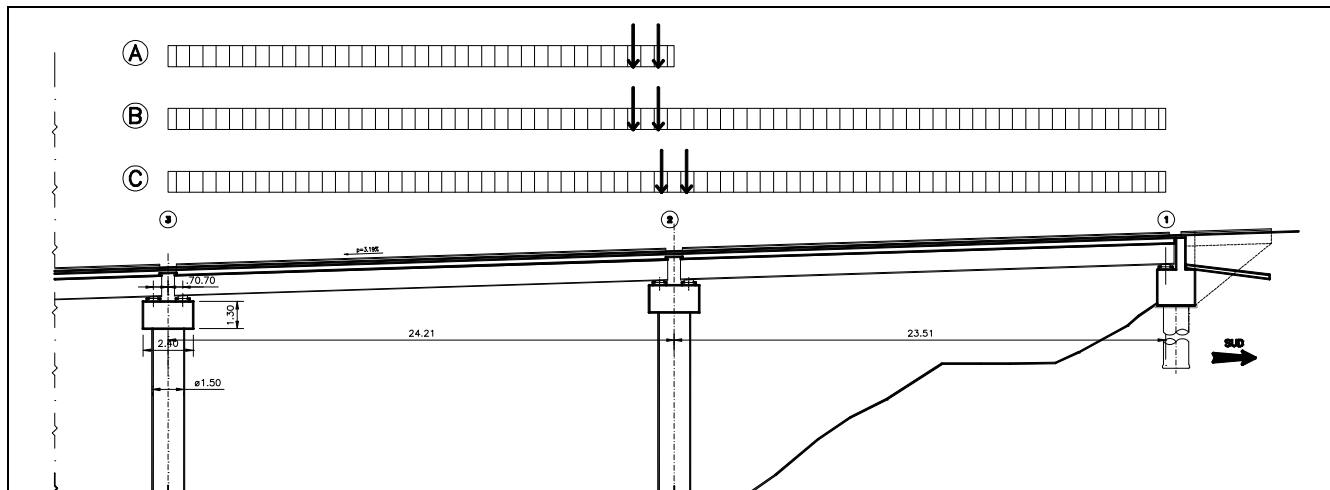


Figura 8.2 Disposizione longitudinale delle colonne di carico mobile

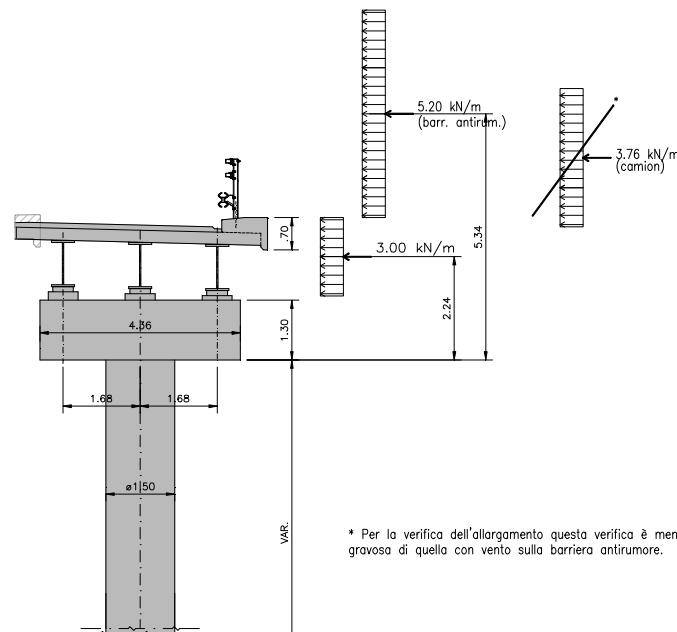
In tabella sono riassunte le reazioni sugli appoggi destro e sinistro per effetto delle colonne di carico considerate necessarie per la valutazione dei momenti flettenti e degli sforzi assiali.

REAZIONI	C1, sx			C1, dx		
[kN]	q	Q	q+Q	q	Q	q+Q
SCHEMA A	326,84	600,00	926,84	0,00	0,00	0,00
SCHEMA B	326,84	600,00	926,84	326,84	0,00	326,84
SCHEMA C	326,84	300,00	626,84	326,84	300,00	626,84

REAZIONI	C2, sx			C2, dx		
[kN]	q	Q	q+Q	q	Q	q+Q
SCHEMA A	45,39	200,00	245,39	0,00	0,00	0,00
SCHEMA B	45,39	200,00	245,39	45,39	0,00	45,39
SCHEMA C	45,39	100,00	145,39	45,39	100,00	145,39

REAZIONI	AC, sx			AC, dx		
[kN]	q	Q	q+Q	q	Q	q+Q
SCHEMA A	45,39	0,00	45,39	0,00	0,00	0,00
SCHEMA B	45,39	0,00	45,39	45,39	0,00	45,39
SCHEMA C	45,39	0,00	45,39	45,39	0,00	45,39

4) Vento



Si rimanda al *paragrafo 2.7* per i dettagli sul calcolo delle pressioni dovute al vento; si riportano solo i risultati, precisando che il vento sul camion non è stato riportato perché meno gravoso rispetto a quello sulla barriera antirumore.

	VENTO		
	q ₅	e _{SOMM.}	e* _{BASE}
Vento sull'impalcato	3,00 kN/m	2,24 m	12,69 m
Vento sulla barr. antirumore	5,20 kN/m	5,34 m	15,79 m
Vento sul pulvino	3,75 kN	0,65 m	11,11 m
Vento sulla colonna	18,83 kN	--	5,23 m

(*) L'eccentricità rispetto alla base è pari alla somma tra l'eccentricità relativa alla sommità e l'altezza della colonna (10,45 m).

8.2.4 Sollecitazioni corrispondenti alle singole azioni

Di seguito si riassumono le sollecitazioni risultanti dall'analisi per i singoli casi di carico; si riportano anche gli sforzi assiali, precisando però che nelle verifiche delle sezioni allo stato limite ultimo è stato considerato il solo valore corrispondente ai carichi permanenti, a favore di sicurezza.

Carichi permanenti dovuti all'impalcato:

	T1	T2	T3	M _T	M _L	N
e _T [m]	1,68	0	-1,68	[kNm]	[kNm]	[kN]
e _L [m]	0,10	0,10	0,10			
g ₁ [kN]	408,8	408,8	408,8	0,00	122,64	1226,4
g ₂ [kN]	498,64	82,76	82,76	698,68	66,416	664,16

Carichi mobili:

MT, ML [kNm] N [kN]	ECCENTRICITA'			SCHEMA A			SCHEMA B			SCHEMA C		
	e _{C1}	e _{C2, AC}	e _{LONG}	M _T	M _L	N	M _T	M _L	N	M _T	M _L	N
CONFIGURAZIONE X	0,28	-1,97	0,7	-223,91	820,56	1172,23	172,18	420,00	1344,46	172,18	134,45	1344,46
CONFIGURAZIONE Y	-1,22	1,03	0,7	-1083,98	680,56	1172,23	-1435,97	420,00	1344,46	-1435,97	134,45	1344,46
CONFIGURAZIONE Z	-1,22	--	0,7	-1130,74	648,78	926,84	-1529,48	420,00	1253,67	-1529,48	125,37	1253,67
CONFIGURAZIONE U	0,28	--	0,7	259,51	648,78	926,84	351,03	420,00	1253,67	351,03	125,37	1253,67

NOTA: Nella configurazione di carico C il momento longitudinale è nullo; considero comunque un'eccentricità accidentale di 10 cm.

Vento:

$$M_{Sd, SOMMITA'} = (3,00 \times 2,24 + 5,20 \times 5,34) \times 24,21 \times 1,20 + 3,75 \times 1,30 / 2 = 1004,19 \text{ kNm}$$

$$V_{Sd, SOMMITA'} = (3,00 + 5,20) \times 24,21 \times 1,20 + 3,75 = 241,94 \text{ kN}$$

$$M_{Sd, BASE} = (3,00 \times 12,69 + 5,20 \times 15,79) \times 24,21 \times 1,20 + 3,75 \times (1,30 / 2 + 10,45) + 18,34 \times 10,45 / 2 = 3630,81 \text{ kNm}$$

$$V_{Sd, BASE} = (3,00 + 5,20) \times 24,21 \times 1,20 + 3,75 + 18,83 = 260,77 \text{ kN}$$

Si precisa che l'amplificazione di 1,20 è stata applicata coerentemente con lo schema statico assunto per la distribuzione della pressione del vento (schema con più travi continue appoggiate in corrispondenza delle pile).

Riassunto sollecitazioni statiche - sommità colonna

	M _T	M _L	N	V _T
	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
g ₁ [kN]	0	122,64	1568,04	0
g ₂ [kN]	698,6784	66,416	664,16	0
q1, A, X	-223,91	820,56	1172,23	0
q1, A, Y	-1083,98	680,56	1172,23	0
q1, A, Z	-1130,74	648,78	926,84	0
q1, A, U	259,51	648,78	926,84	0
q1, B, X	172,18	420,00	1344,46	0
q1, B, Y	-1435,97	420,00	1344,46	0
q1, B, Z	-1529,48	420,00	1253,67	0
q1, B, U	351,03	420,00	1253,67	0
q1, C, X	172,18	134,45	1344,46	0
q1, C, Y	-1435,97	134,45	1344,46	0
q1, C, Z	-1529,48	125,37	1253,67	0
q1, C, U	351,03	125,37	1253,67	0
vento sommità col.	1004,19	0,00	0,00	241,94

Riassunto sollecitazioni statiche - base colonna

	M _T	M _L	N	V _T
	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
g ₁ [kN]	0,00	122,64	2029,67	0
g ₂ [kN]	698,68	66,42	664,16	0
q ₁ , A, X	-223,91	820,56	1172,23	0
q ₁ , A, Y	-1083,98	680,56	1172,23	0
q ₁ , A, Z	-1130,74	648,78	926,84	0
q ₁ , A, U	259,51	648,78	926,84	0
q ₁ , B, X	172,18	420,00	1344,46	0
q ₁ , B, Y	-1435,97	420,00	1344,46	0
q ₁ , B, Z	-1529,48	420,00	1253,67	0
q ₁ , B, U	351,03	420,00	1253,67	0
q ₁ , C, X	172,18	134,45	1344,46	0
q ₁ , C, Y	-1435,97	134,45	1344,46	0
q ₁ , C, Z	-1529,48	125,37	1253,67	0
q ₁ , C, U	351,03	125,37	1253,67	0
vento base colonna	3630,81	0,00	0,00	260,77

8.2.5 Sollecitazioni risultanti dalla combinazione agli stati limite di esercizio

In tabella sono riassunte le massime sollecitazioni risultanti dall'analisi combinate secondo i coefficienti previsti dalla normativa di riferimento per gli stati limite di esercizio (paragrafo 1.7.4).

SLE Sommità Colonna		Peso proprio strutture	Permanenti portati	Carichi mobili	Vento e neve	M _T	M _L	N	M tot	V trasv
		g ₁	g ₂	q ₁	q _s	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kNm)	(kN)
-	TI	1,00	1,00	0,00	1,00	1702,86	189,06	2232,20	1713,33	241,94
q ₁ , A, X	TII	1,00	1,00	1,00	0,60	1077,28	1009,62	3404,43	1476,43	145,16
q ₁ , A, Y	TII	1,00	1,00	1,00	-0,60	-987,82	869,62	3404,43	1316,06	-145,16
q ₁ , A, Z	TII	1,00	1,00	1,00	-0,60	-1034,57	837,84	3159,04	1331,28	-145,16
q ₁ , A, U	TII	1,00	1,00	1,00	0,60	1560,70	837,84	3159,04	1771,38	145,16
q ₁ , B, X	TII	1,00	1,00	1,00	0,60	1473,37	609,06	3576,66	1594,29	145,16
q ₁ , B, Y	TII	1,00	1,00	1,00	-0,60	-1339,80	609,06	3576,66	1471,74	-145,16
q ₁ , B, Z	TII	1,00	1,00	1,00	-0,60	-1433,31	609,06	3485,87	1557,35	-145,16
q ₁ , B, U	TII	1,00	1,00	1,00	0,60	1652,22	609,06	3485,87	1760,90	145,16
q ₁ , C, X	TII	1,00	1,00	1,00	0,60	1473,37	323,50	3576,66	1508,46	145,16
q ₁ , C, Y	TII	1,00	1,00	1,00	-0,60	-1339,80	323,50	3576,66	1378,30	-145,16
q ₁ , C, Z	TII	1,00	1,00	1,00	-0,60	-1433,31	314,42	3485,87	1467,39	-145,16
q ₁ , C, U	TII	1,00	1,00	1,00	0,60	1652,22	314,42	3485,87	1681,87	145,16

SLE Base Colonna		Peso proprio strutture	Permanenti portati	Carichi mobili	Vento e neve	M _T	M _L	N	M tot	V trasv
		g ₁	g ₂	q ₁	q _s	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kNm)	(kN)
-	QP	1,00	1,00	0,00	0,00	698,68	189,06	2693,83	723,80	0,00
-	TI	1,00	1,00	0,00	1,00	4329,48	189,06	2693,83	4333,61	260,77
q ₁ , A, X	TII	1,00	1,00	1,00	0,60	2653,25	1009,62	3866,06	2838,85	156,46
q ₁ , A, Y	TII	1,00	1,00	1,00	-0,60	-2563,79	869,62	3866,06	2707,26	-156,46
q ₁ , A, Z	TII	1,00	1,00	1,00	-0,60	-2610,54	837,84	3620,66	2741,70	-156,46
q ₁ , A, U	TII	1,00	1,00	1,00	0,60	3136,68	837,84	3620,66	3246,65	156,46
q ₁ , B, X	TII	1,00	1,00	1,00	0,60	3049,34	609,06	4038,29	3109,57	156,46
q ₁ , B, Y	TII	1,00	1,00	1,00	-0,60	-2915,77	609,06	4038,29	2978,70	-156,46
q ₁ , B, Z	TII	1,00	1,00	1,00	-0,60	-3009,28	609,06	3947,50	3070,30	-156,46
q ₁ , B, U	TII	1,00	1,00	1,00	0,60	3228,19	609,06	3947,50	3285,14	156,46
q ₁ , C, X	TII	1,00	1,00	1,00	0,60	3049,34	323,50	4038,29	3066,45	156,46
q ₁ , C, Y	TII	1,00	1,00	1,00	-0,60	-2915,77	323,50	4038,29	2933,66	-156,46
q ₁ , C, Z	TII	1,00	1,00	1,00	-0,60	-3009,28	314,42	3947,50	3025,66	-156,46
q ₁ , C, U	TII	1,00	1,00	1,00	0,60	3228,19	314,42	3947,50	3243,47	156,46

8.2.6 Sollecitazioni risultanti dalla combinazione agli stati limite ultimi

In tabella sono riassunte le massime sollecitazioni risultanti dall'analisi combinate secondo i coefficienti previsti dalla normativa di riferimento per lo stato limite ultimo (paragrafo 1.7.4). Si evidenzia il momento flettente massimo.

SLU, A1 Testa Colonna		Peso proprio strutture	Permanenti portati	Carichi mobili	Vento e neve	M _T (kNm)	M _L (kNm)	N (kN)	M _{TOT} (kNm)	V _{TOT} (kN)
		g ₁	g ₂	q ₁	q _s					
-	UI	1,35	1,50	0,00	1,50	2554,30	265,19	3113,09	2568,02	362,91
q1, A, X	UII	1,35	1,50	1,35	0,90	1649,50	1372,94	4695,60	2146,12	217,74
	UIII	1,35	1,50	*	0,90	1725,07	1096,01	4299,98	2043,80	217,74
q1, A, Y	UII	1,35	1,00	1,35	-0,90	-1668,47	1150,74	4363,52	2026,81	-217,74
	UIII	1,35	1,00	*	-0,90	-1302,62	921,05	3967,90	1595,35	-217,74
q1, A, Z	UII	1,35	1,00	1,35	-0,90	-1731,59	1107,84	4032,24	2055,65	-217,74
	UIII	1,35	1,00	*	-0,90	-1349,96	888,87	3719,43	1616,32	-217,74
q1, A, U	UII	1,35	1,50	1,35	0,90	2302,13	1141,05	4364,32	2569,39	217,74
	UIII	1,35	1,50	*	0,90	2214,54	922,08	4051,51	2398,84	217,74
q1, B, X	UII	1,35	1,50	1,35	0,90	2184,22	832,19	4928,11	2337,38	217,74
	UIII	1,35	1,50	*	0,90	2126,11	690,44	4474,36	2235,41	217,74
q1, B, Y	UII	1,35	1,00	1,35	-0,90	-2143,64	798,98	4596,03	2287,70	-217,74
	UIII	1,35	1,00	*	-0,90	-1659,00	657,23	4142,28	1784,45	-217,74
q1, B, Z	UII	1,35	1,00	1,35	-0,90	-2269,88	798,98	4473,47	2406,40	-217,74
	UIII	1,35	1,00	*	-0,90	-1753,68	657,23	4050,35	1872,79	-217,74
q1, B, U	UII	1,35	1,50	1,35	0,90	2425,67	832,19	4805,55	2564,45	217,74
	UIII	1,35	1,50	*	0,90	2307,20	690,44	4382,43	2408,29	217,74
q1, C, X	UII	1,35	1,50	1,35	0,90	2184,22	446,69	4928,11	2229,43	217,74
	UIII	1,35	1,50	*	0,90	2126,11	401,31	4474,36	2163,66	217,74
q1, C, Y	UII	1,35	1,00	1,35	-0,90	-2143,64	413,48	4596,03	2183,16	-217,74
	UIII	1,35	1,00	*	-0,90	-1659,00	368,11	4142,28	1699,35	-217,74
q1, C, Z	UII	1,35	1,00	1,35	-0,90	-2269,88	401,23	4473,47	2305,07	-217,74
	UIII	1,35	1,00	*	-0,90	-1753,68	358,91	4050,35	1790,04	-217,74
q1, C, U	UII	1,35	1,50	1,35	0,90	2425,67	434,43	4805,55	2464,27	217,74
	UIII	1,35	1,50	*	0,90	2307,20	392,12	4382,43	2340,28	217,74

*NOTA: nella combinazione UIII il carico mobile è stato amplificato per 1,0125 (pari a 1,35x0,75, dove si è considerato il coefficiente massimo relativo al carico tandem a favore di sicurezza).

SLU, A1 Base Colonna		Peso proprio strutture	Permanenti portati	Carichi mobili	Vento e neve	M _T (kNm)	M _L (kNm)	N (kN)	M _{TOT} (kNm)	V _{TOT} (kN)
		g ₁	g ₂	q ₁	q _s					
-	UI	1,35	1,50	0,00	1,50	6494,23	265,19	3736,29	6499,64	391,15
q1, A, X	UII	1,35	1,50	1,35	0,90	4013,46	1372,94	5318,80	4241,80	234,69
	UIII	1,35	1,50	*	0,90	4089,03	1096,01	4923,17	4233,37	234,69
q1, A, Y	UII	1,35	1,00	1,35	-0,90	-4032,42	1150,74	4986,72	4193,40	-234,69
	UIII	1,35	1,00	*	-0,90	-3666,58	921,05	4591,09	3780,49	-234,69
q1, A, Z	UII	1,35	1,00	1,35	-0,90	-4095,54	1107,84	4655,44	4242,73	-234,69
	UIII	1,35	1,00	*	-0,90	-3713,92	888,87	4342,63	3818,81	-234,69
q1, A, U	UII	1,35	1,50	1,35	0,90	4666,09	1141,05	4987,52	4803,58	234,69
	UIII	1,35	1,50	*	0,90	4578,50	922,08	4674,71	4670,43	234,69
q1, B, X	UII	1,35	1,50	1,35	0,90	4548,18	832,19	5551,31	4623,69	234,69
	UIII	1,35	1,50	*	0,90	4490,07	690,44	5097,56	4542,85	234,69
q1, B, Y	UII	1,35	1,00	1,35	-0,90	-4507,60	798,98	5219,23	4577,86	-234,69
	UIII	1,35	1,00	*	-0,90	-4022,96	657,23	4765,48	4076,30	-234,69
q1, B, Z	UII	1,35	1,00	1,35	-0,90	-4633,84	798,98	5096,67	4702,22	-234,69
	UIII	1,35	1,00	*	-0,90	-4117,64	657,23	4673,55	4169,76	-234,69
q1, B, U	UII	1,35	1,50	1,35	0,90	4789,63	832,19	5428,75	4861,39	234,69
	UIII	1,35	1,50	*	0,90	4671,16	690,44	5005,63	4721,91	234,69
q1, C, X	UII	1,35	1,50	1,35	0,90	4548,18	446,69	5551,31	4570,06	234,69
	UIII	1,35	1,50	*	0,90	4490,07	401,31	5097,56	4507,97	234,69
q1, C, Y	UII	1,35	1,00	1,35	-0,90	-4507,60	413,48	5219,23	4526,53	-234,69
	UIII	1,35	1,00	*	-0,90	-4022,96	368,11	4765,48	4039,77	-234,69
q1, C, Z	UII	1,35	1,00	1,35	-0,90	-4633,84	401,23	5096,67	4651,18	-234,69
	UIII	1,35	1,00	*	-0,90	-4117,64	358,91	4673,55	4133,26	-234,69
q1, C, U	UII	1,35	1,50	1,35	0,90	4789,63	434,43	5428,75	4809,29	234,69
	UIII	1,35	1,50	*	0,90	4671,16	392,12	5005,63	4687,59	234,69

8.2.7 Verifiche strutturali

Si verifica la sezione più sollecitata sia in sommità alla colonna, sia alla base. Come descritto in precedenza l'armatura prevista è la stessa, cambiano ovviamente le sollecitazioni.

8.2.7.1 Verifica della sommità della colonna

Verifica a flessione

La combinazione che provoca le tensioni massime nella sezione è la combinazione TI. Le sollecitazioni corrispondenti sono:

$$M_{Sd, SLE, TI} = 1713,33 \text{ kNm}$$

$$N_{Sd, SLE, TI} = 2232,20 \text{ kN}$$

$$\text{risulta: } \sigma_c = 6,29 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 19,92 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 88,4 \text{ N/mm}^2 < 0,8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

Si osserva che la tensione massima nel calcestruzzo è inferiore anche al limite tensionale relativo alla combinazione quasi permanente ($0,45 f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$), perciò non si ritengono necessarie verifiche di ulteriori combinazioni.

Il momento sollecitante massimo allo stato limite ultimo nella combinazione statica vale:

$$M_{Sd, SLU} = 2569,39 \text{ kNm}$$

Si considera a favore di sicurezza lo sforzo assiale provocato dai soli carichi permanenti (vd. paragrafo 8.2.4), pari a:

$$N_{Sd, SLU} = 1568,04 + 664,16 = 2232,20 \text{ kN}$$

Eseguito la verifica allo stato limite ultimo della sezione, risulta un momento ultimo resistente:

$$M_{Rd} = 6315,17 \text{ kNm} > M_{Sd, SLU} = 2569,39 \text{ kNm}$$



Verifica a taglio

Il taglio sollecitante massimo allo stato limite ultimo corrisponde alla combinazione statica UI e vale:

$$V_{Sd} = 362,91 \text{ kN}$$

Si riporta il calcolo della resistenza a taglio della sezione, che evidenzia il pieno soddisfacimento della verifica (anche in assenza di armature a taglio).

Si precisa che come altezza utile della sezione è stata assunta quella indicata al p.to 7.9.5.2.2 del D.M. 14/01/2008:

$$d = r + 2r/\pi = 0,75 + 1,50/\pi = 1,23 \text{ m}$$

$$V_{Sd} = 362,91 \text{ kN}$$

$$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 33,2 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza caratteristica a compressione del cls} = 0,83 R_{ck}$$

$$f_{cd} = 18,8 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza di calcolo a compressione del cls} = 0,85 f_{ck} / 1,5$$

$$b_w = 123 \text{ cm} \text{ larghezza minima della sezione}$$

$$d = 123 \text{ cm} \text{ altezza utile della sezione}$$

$$A_{sl} = 21,24 \text{ cm}^2 \text{ area dell'armatura longitudinale}$$

4

φ

26

$$k = 1,40 = 1 + (20/d)^{1/2} \leq 2,0$$

$$\rho_1 = 0,001 = A_{sl}/(b_w d) \leq 0,02$$

$$v_{min} = 0,34 = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

$$\sigma_{cp} = 0,00 \text{ N/mm}^2 \text{ tensione media di compress. nella sezione} \leq 0,2 f_{cd}$$

Resistenza di calcolo del calcestruzzo:

$$V_{Rcd} = 426 \text{ kN} = [0,18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / 1,5 + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d$$

$$V_{Rcd,min} = 507 \text{ kN} = (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d$$

Verifica:

$$V_{Rd} = \max(V_{Rcd}) = 507,2 \text{ kN} > 362,9 \text{ kN} = V_{Sd}$$

8.2.7.1 Verifica della base della colonna

Verifica a flessione

La combinazione che provoca le tensioni massime nella sezione è la combinazione TI. Le sollecitazioni corrispondenti sono:

$$M_{Sd, SLE, TI} = 4333,61 \text{ kNm}$$

$$N_{Sd, SLE, TI} = 2693,83 \text{ kN}$$

$$\text{risulta: } \sigma_c = 15,94 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 19,92 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 337,8 \text{ N/mm}^2 < 0,8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

Nella combinazione quasi permanente:

$$M_{Sd, SLE, TI} = 4333,61 \text{ kNm}$$

$$N_{Sd, SLE, TI} = 723,80 \text{ kN}$$

$$\text{risulta: } \sigma_c = 2,95 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 3,70 \text{ N/mm}^2 < 0,8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

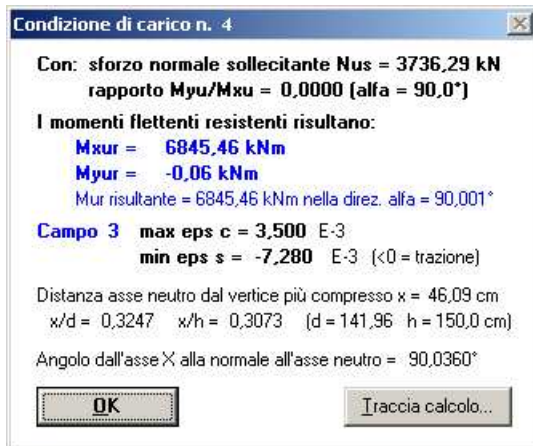
Il momento sollecitante massimo allo stato limite ultimo nella combinazione statica vale:

$$M_{Sd, SLU} = 6499,64 \text{ kNm}$$

Si considera lo sforzo assiale corrispondente:

$$N_{Sd, SLU} = 3736,29 \text{ kN}$$

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione, risulta un momento ultimo resistente:
 $M_{Rd} = 6845,46 \text{ kNm} > M_{Sd, SLU} = 6499,64 \text{ kNm}$



Verifica a taglio

Il taglio sollecitante massimo allo stato limite ultimo corrisponde alla combinazione statica UI e vale:

$$V_{Sd} = 391,15 \text{ kN}$$

Si rimanda al paragrafo precedente per i dettagli sul calcolo della resistenza a taglio; la verifica risulta soddisfatta perché:

$$V_{Rd} = 537,9 \text{ kN} > V_{Sd, SLU} = 391,15 \text{ kN}$$

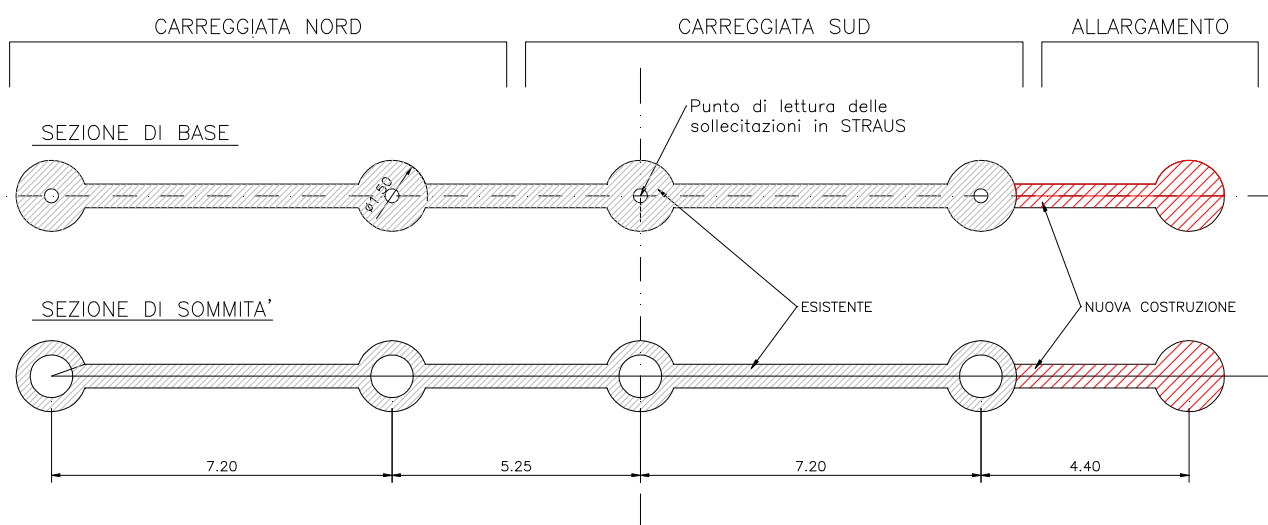
8.3 Verifica dell'elevazione della pila

Si verificano in questo paragrafo le sezioni di base e di sommità dell'elevazione della pila considerandole come composte da cinque colonne di diametro esterno pari a 1,50 m collegate da setti di spessore 50 cm.

8.3.1 Sezione e schema di calcolo

Le armature della colonna nuova sono state dimensionate per resistere alle sollecitazioni statiche valutate con uno schema statico prudentiale (come già descritto in precedenza).

La presenza del muro di collegamento tra le colonne permette di considerare la sezione resistente dell'elevazione della pila come composta da cinque colonne unite tra loro da un setto, come illustrato nella figura che segue.



Le caratteristiche della nuova colonna sono le seguenti:

Diametro	$D = 150 \text{ cm}$	
Altezza utile	$d = 142 \text{ cm}$	
Copriferro	$c = 5 \text{ cm}$	
Armatura	$A_s = 45\phi 26 = 106,19 \text{ cm}^2$	(B450C)
Staffe	$\phi 14$ passo 25 cm	(B450C)

Le caratteristiche delle colonne esistenti sono:

Sezione di base:

Diametro esterno	$D = 150 \text{ cm}$	
Diametro interno in sommità:	$d = 90 \text{ cm}$	
Diametro interno alla base:	$d = 30 \text{ cm}$	
Altezza utile	$d = 142 \text{ cm}$	
Copriferro	$c = 5 \text{ cm}$	
Armatura corona esterna	$A_s = 16\phi 20 = 106,19 \text{ cm}^2$	(Aq50-60)

Armatura corona interna	$A_s = 8\phi 16 = 16,08 \text{ cm}^2$	(Aq50-60)
Staffe	$\phi 10$ passo 20 cm	(Aq50-60)

Visto il sistema di vincolo dell'impalcato in corrispondenza delle pile, realizzato con appoggi tipo Vasoflon multi-direzionali e uni-direzionali (questi ultimi solo sugli impalcati esistenti), l'elevazione completa della pila non è interessata dagli effetti di frenata, variazione termica (direzione longitudinale) e ritiro che si scaricano completamente sulle spalle.

Le sollecitazioni dovute ai carichi mobili sono state valutate effettuando l'equilibrio globale della pila e disponendo le corsie di carico previste dalla normativa nelle configurazioni che massimizzano le sollecitazioni. L'analisi sismica e quella statica (esclusi i carichi mobili) sono invece state effettuate modellando l'intero viadotto con un programma agli elementi finiti, come descritto al *paragrafo 1.7*; dall'elaborazione dell'output del programma sono state ricavate le sollecitazioni.

8.3.2 Caratteristiche dei materiali

Nelle verifiche si assumono le seguenti caratteristiche dei materiali e limitazioni tensionali:

Per le colonne esistenti:

$f_{ck} = 0,83 \times 30 = 24,90 \text{ N/mm}^2$ resistenza caratteristica a compressione del cls ($R_{ck}=30 \text{ N/mm}^2$)

$f_{cd} = 0,85 f_{ck} / 1,5 = 14,11 \text{ N/mm}^2$ resistenza di calcolo a compressione del cls

$f_{yd} = f_{yk} / 1,30 = 242 \text{ N/mm}^2$ tensione di calcolo per acciaio Aq 50-60

$\sigma_{c,LIM} = 0,60 f_{ck} = 0,60 \times 24,90 = 14,94 \text{ N/mm}^2$ per la combinazione rara

$\sigma_{c,LIM} = 0,45 f_{ck} = 0,45 \times 24,90 = 11,21 \text{ N/mm}^2$ per la combinazione quasi permanente

Per le parti strutturali nuove:

$f_{ck} = 0,83 \times 40 = 33,20 \text{ N/mm}^2$ resistenza caratteristica a compressione del cls ($R_{ck}=40 \text{ N/mm}^2$)

$f_{cd} = 0,85 f_{ck} / 1,5 = 18,81 \text{ N/mm}^2$ resistenza di calcolo a compressione del cls

$f_{yd} = f_{yk} / 1,15 = 391 \text{ N/mm}^2$ tensione di calcolo per acciaio B450C ($f_{yk}=450 \text{ N/mm}^2$)

$\sigma_{c,LIM} = 0,60 f_{ck} = 0,60 \times 33,20 = 19,92 \text{ N/mm}^2$ per la combinazione rara

$\sigma_{c,LIM} = 0,45 f_{ck} = 0,45 \times 33,20 = 14,94 \text{ N/mm}^2$ per la combinazione quasi permanente

$\sigma_{s,LIM} = 0,8 f_{yk} = 0,8 \times 450 = 360 \text{ N/mm}^2$

Con riferimento alle verifiche delle sezioni, per il calcestruzzo si adottano le caratteristiche di resistenza minori. Per l'acciaio si considerano le effettive resistenze.

8.3.3 Analisi dei carichi

Per l'analisi dei carichi elementari si rimanda al *capitolo 2*; il modello agli elementi finiti con il quale sono state calcolate le sollecitazioni sulla pila è stato caricato con queste forze.

Si riporta di seguito l'analisi dei carichi mobili che è stata eseguita disponendo le colonne di carico previste dalla normativa secondo le configurazioni più gravose sia in senso trasversale sia in senso longitudinale, come illustrato nelle figure che seguono.

In direzione trasversale si considerano due configurazioni di carico che prevedono di partire con la numerazione delle colonne alternativamente dalla carreggiata sud (configurazione 1) e dalla carreggiata nord (configurazione 2). Come previsto dal D.M. 2008 infatti, quando gli impalcati indipendenti sono portati da una singola pila o da una singola spalla, per il progetto della pila o della spalla si adotta un'unica numerazione per le due parti.

In direzione longitudinale si prevedono tre disposizioni di carico in grado di provocare il massimo momento flettente in direzione longitudinale (A), il massimo sforzo assiale (C) e massime sollecitazioni contemporanee (B).

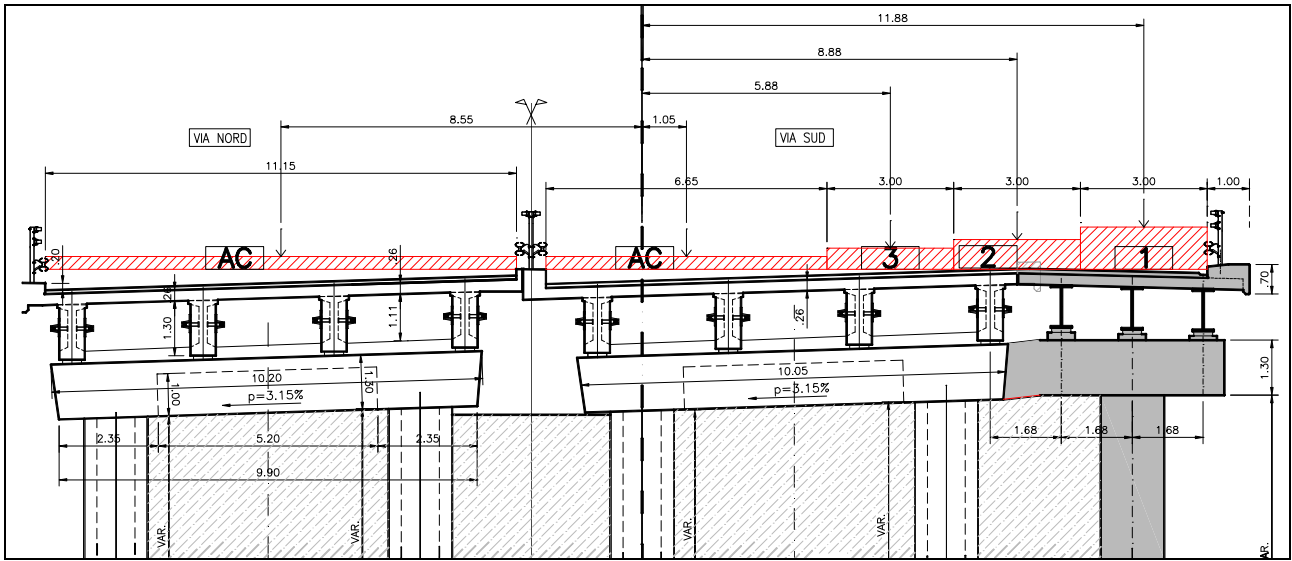


Figura 8.3 Disposizione trasversale delle colonne di carico mobile - configurazione 1

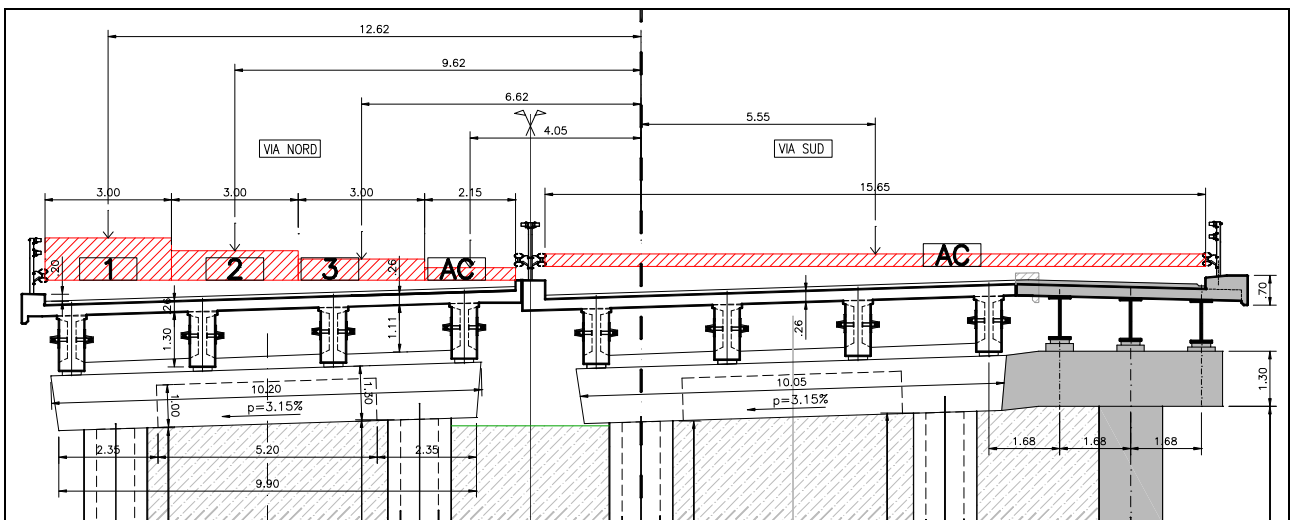


Figura 8.4 Disposizione trasversale delle colonne di carico mobile - configurazione 2

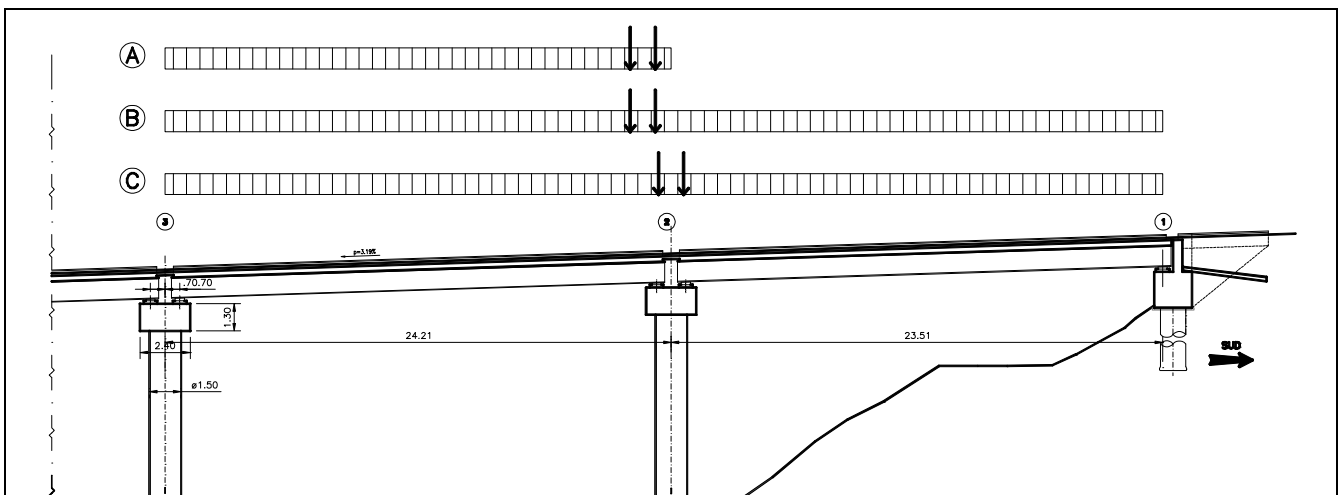


Figura 8.5 Disposizione longitudinale delle colonne di carico mobile

In tabella sono riassunte le reazioni sugli appoggi destro e sinistro per effetto delle colonne di carico considerate necessarie per la valutazione dei momenti flettenti e degli sforzi assiali.

REAZIONI	C1, sx			C1, dx			Sollecitazioni		
							COLONNA 1		
[kN]	q	Q	q+Q	q	Q	q+Q	M _T	M _L	N
SCHEMA A	326,84	600,00	926,84	0,00	0,00	0,00	11010,80	648,78	926,84
SCHEMA B	326,84	600,00	926,84	326,84	0,00	326,84	14893,60	420,00	1253,67
SCHEMA C	326,84	300,00	626,84	326,84	300,00	626,84	14893,60	0,00	1253,67
	C2, sx			C2, dx			COLONNA 2		
	q	Q	q+Q	q	Q	q+Q	M _T	M _L	N
SCHEMA A	90,79	400,00	490,79	0,00	0,00	0,00	4358,19	343,55	490,79
SCHEMA B	90,79	400,00	490,79	90,79	0,00	90,79	5164,39	280,00	581,58
SCHEMA C	90,79	200,00	290,79	90,79	200,00	290,79	5164,39	0,00	581,58
	C3, sx			C3, dx			COLONNA 3		
	q	Q	q+Q	q	Q	q+Q	M _T	M _L	N
SCHEMA A	90,79	200,00	290,79	0,00	0,00	0,00	1709,83	203,55	290,79
SCHEMA B	90,79	200,00	290,79	90,79	0,00	90,79	2243,66	140,00	381,58
SCHEMA C	90,79	100,00	190,79	90,79	100,00	190,79	2243,66	0,00	381,58
	AC, sx			AC, dx			ALTRE COLONNE CARR. SUD		
	q	Q	q+Q	q	Q	q+Q	M _T	M _L	N
SCHEMA A	201,25	0,00	201,25	0,00	0,00	0,00	211,31	140,87	201,25
SCHEMA B	201,25	0,00	201,25	201,25	0,00	201,25	422,62	0,00	402,49
SCHEMA C	201,25	0,00	201,25	201,25	0,00	201,25	422,62	0,00	402,49
	AC, sx			AC, dx			ALTRE COLONNE CARR. NORD		
	q	Q	q+Q	q	Q	q+Q	M _T	M _L	N
SCHEMA A	337,43	0,00	337,43	0,00	0,00	0,00	-2885,00	236,20	337,43
SCHEMA B	337,43	0,00	337,43	337,43	0,00	337,43	-5770,00	0,00	674,85
SCHEMA C	337,43	0,00	337,43	337,43	0,00	337,43	-5770,00	0,00	674,85

L'analisi sismica è stata condotta modellando la struttura agli elementi finiti con il programma Straus; l'azione sismica è stata applicata separatamente nelle tre direzioni: longitudinale (X), trasversale (Y) e verticale (Z); gli effetti delle tre componenti sono state combinate secondo la formula:

$$E = E_x + 0,30E_y + 0,30E_z$$

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

$$\text{SISMA X} = E_x + 0,30E_y + 0,30E_z$$

$$\text{SISMA Y} = 0,30 E_x + E_y + 0,30E_z$$

$$\text{SISMA Z} = 0,30E_x + 0,30E_y + E_z$$

Gli spettri utilizzati per il progetto della struttura nell'analisi dinamica multi – modale sono:

- o Spettro elastico allo SLV con $\xi = 5\%$ e valore costante per la componente orizzontale trasversale; vista l'elevata rigidità della struttura in questa direzione, garantita dalle pile rinforzate nel precedente intervento, si assume nel modello un'accelerazione costante, pari a quella corrispondente al periodo $T=0$ (accelerazione di picco al suolo).
- o Spettro elastico allo SLV con $\xi = 5\%$ per la componente orizzontale longitudinale: in direzione longitudinale l'impalcato non è strutturalmente connesso alle pile vista la presenza di appoggi tipo Vasoflon liberi in direzione longitudinale; perciò la pila è libera di vibrare secondo lo spettro della componente orizzontale non smorzata, indipendentemente dallo smorzamento degli isolatori posizionati sulle spalle.
- o Spettro elastico allo SLV con $\xi = 5\%$ per la componente verticale.

Per maggiori dettagli relativi al modello e all'azione sismica si rimanda ai *paragrafi 1.7.3 e 2.8.*

8.3.4 Sollecitazioni corrispondenti alle singole azioni

Di seguito si riassumono le sollecitazioni risultanti dall'analisi per i singoli casi di carico; si precisa che solo i carichi mobili sono stati analizzati effettuando l'equilibrio globale della pila e che tutte le altre sollecitazioni sono state ricavate dal modello agli elementi finiti.

Vale:

- FX Forza in direzione longitudinale (parallela all'asse del ponte).
- FY Forza in direzione trasversale (perpendicolare all'asse del ponte).
- FZ Forza verticale.
- MX Momento trasversale (con asse parallelo all'asse del ponte); positivo se comprime la colonna nuova.
- MY Momento longitudinale (con asse perpendicolare all'asse del ponte).
- MZ momento torcente (trascurabile nei casi in esame).

Si precisa che la pila 2 è quella disposta più a sud e caratterizzata dall'altezza maggiore.

8.3.4.1 Sezione di base

Carichi permanenti e permanenti portati:

	G1		G2	
	FZ	MX	FZ	MX
	(kN)	(kNm)	(kN)	(kNm)
PILA 2	12767,7	-2952,68	2961,37	-931,842
PILA 3	12305,5	-2984,86	2954,79	-990,534
PILA 4	10625,5	-2525,41	2961,69	-952,618

Carichi mobili:

Le sollecitazioni corrispondenti alle tre configurazioni longitudinali A, B e C, per le due configurazioni trasversali 1 e 2 sono:

	Sollecitazioni configurazione 1		
	M _T	M _L	N
	[kNm]	[kNm]	[kN]
SCHEMA A	14405,13	1572,96	2247,08
SCHEMA B	16954,26	840,00	3294,17
SCHEMA C	16954,26	0,00	3294,17

	Sollecitazioni configurazione 2		
	M _T	M _L	N
	[kNm]	[kNm]	[kN]
SCHEMA A	-15978,03	1572,96	2247,08
SCHEMA B	-19212,06	840,00	3294,17
SCHEMA C	-19212,06	0,00	3294,17

Variazione termica:

Si riportano le sollecitazioni in modulo perché il segno può essere sia positivo sia negativo.

	DT +					
	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
PILA 2	1,33	117,76	24,71	1388,31	10,13	1,33
PILA 3	0,00	127,42	0,18	1414,32	0,02	0,32
PILA 4	1,33	124,47	24,71	876,93	18,28	1,10
MASSIMO (in modulo)	1,33	127,42	24,71	1414,32	18,28	1,33

Vento:

Si riportano le sollecitazioni relative al vento spirante sulla carreggiata sud perché maggiori rispetto a quella relative alla carreggiata nord; come per la variazione termica, in tabella sono contenuti i valori con segno positivo anche se nelle combinazioni di carico si è tenuto conto del fatto che il vento può agire in entrambe le direzioni.

	VENTO CARR. SUD					
	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
PILA 2	0,00	186,23	0,00	2249,26	0,01	0,92
PILA 3	0,00	197,25	0,00	2189,17	0,01	0,46
PILA 4	0,00	196,60	0,00	1438,87	0,01	1,01
MASSIMO (in modulo)	0,00	197,25	0,00	2249,26	0,01	1,01

Riassunto sollecitazioni statiche – sezione di base

	M _T	M _L	N	V _T	V _L
	(kN.m)	(kN.m)	(kN)	(kN)	(kN)
G1	2984,86	0,00	12767,70	0,00	0,00
G2	990,53	0,00	2961,69	0,00	0,00
DT+	1414,32	18,28	24,71	127,42	1,33
VENTO	2249,26	0,01	0,00	197,25	0,00
C.M. 1 A	14405,13	1572,96	2247,08	0,00	0,00
C.M. 1 B	16954,26	840,00	3294,17	0,00	0,00
C.M. 1 C	16954,26	0,00	3294,17	0,00	0,00
C.M. 2 A	-15978,03	1572,96	2247,08	0,00	0,00
C.M. 2 B	-19212,06	840,00	3294,17	0,00	0,00
C.M. 2 C	-19212,06	0,00	3294,17	0,00	0,00

Sisma

	SISMA LONGITUDINALE					
	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
PILA 2	-2435,38	-52,18	-788,11	2027,71	19946,40	-1511,09
PILA 3	-2456,91	-14,33	655,77	1301,17	-19124,50	-1616,00
PILA 4	-1616,39	55,46	806,52	-2030,51	8129,17	-1392,87

	SISMA TRASVERSALE					
	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
PILA 2	2,61	-3206,77	-20,56	38315,40	10,20	-74,92
PILA 3	1,29	-3323,92	-23,73	36500,40	7,09	-88,32
PILA 4	-17,33	-2041,84	-13,75	14763,70	-80,65	2486,83

	SISMA VERTICALE					
	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
PILA 2	-32,45	14,60	-1262,64	-4884,89	-184,22	235,52
PILA 3	-22,37	18,66	-1240,31	-4983,57	-138,26	164,06
PILA 4	-9,15	13,61	-1214,01	-4831,29	114,43	-33,51

8.3.4.2 Sezione di sommità

Si precisa che la sezione di sommità della pila è stata verificata solo con le sollecitazioni massime che sono quelle della combinazione sismica; in direzione trasversale le sollecitazioni non sono significative, quindi non si riportano; si riassumono in tabella le sollecitazioni derivanti dalla rielaborazione del modello:

	V _T	M _L	N
	(kN)	(kN.m)	(kN)
G1	0,00	0,00	8012,32
G2	0,00	0,00	3085,85
SISMA LONGITUDINALE	1108,48	1657,57	1048,37
SISMA TRASVERSALE	0,00	0,00	2889,90
SISMA VERTICALE	0,00	0,00	2102,32

8.3.5 Sollecitazioni risultanti dalla combinazione agli stati limite di esercizio

In tabella sono riassunte le massime sollecitazioni risultanti dall'analisi per la sezione di base combinate secondo i coefficienti previsti dalla normativa di riferimento per gli stati limite di esercizio (*paragrafo 1.7.4*).

III	III (+) - 1,00 g1+ 1,00 g2+1,00 DT+0,6 VENTO + 1,00 C.M. 1					III (-) 1,00 g1+ 1,00 g2-1,00 DT-0,6 VENTO + 1,00 C.M. 1				
	(massimo momento trasversale)					(massimo momento trasversale)				
	M _T	M _L	N	V _T	V _L	M _T	M _L	N	V _T	V _L
(kN.m)	(kN.m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN)	(kN)	(kN)	
A	21144,40	1591,25	18001,18	245,77	1,33	-14766,51	1554,67	17951,76	-245,77	-1,33
B	23693,53	858,29	19048,27	245,77	1,33	-18000,55	821,71	18998,84	-245,77	-1,33
C	23693,53	18,29	19048,27	245,77	1,33	-18000,55	-18,29	18998,84	-245,77	-1,33

8.3.6 Sollecitazioni risultanti dalla combinazione agli stati limite ultimi

In tabella sono riassunte le massime sollecitazioni risultanti dall'analisi combinate secondo i coefficienti previsti dalla normativa di riferimento per lo stato limite ultimo (*paragrafo 1.7.4*), sia in fase statica (A1 e A2) sia in fase sismica. Si riportano solo le combinazioni che provocano le massime sollecitazioni, precisando che per la statica si riportano le sollecitazioni relative alla pila più cementata.

Per la sismica si riportano due gruppi di combinazioni che considerano il sisma trasversale con segno positivo e negativo (combinazioni 1 e 2), al fine di tenere conto della mancata simmetria della sezione della pila.

Combinazioni statiche (sezione di base)

A1	UII (+) - 1,35 g1+ 1,50 g2+1,2 DT+0,9 VENTO + 1,35 C.M. 1 (massimo momento trasversale)					UII (-) 1,35 g1+ 1,50 g2 - 1,2 DT - 0,9 VENTO + 1,35 C.M. 2 (massimo sforzo assiale)					UII (-) 1,00 g1+ 1,00 g2 - 1,2 DT - 0,9 VENTO + 1,35 C.M. 2 (minimo momento trasversale)					
	M _T	M _L	N	V _T	V _L	M _T	M _L	N	V _T	V _L	M _T	M _L	N	V _T	V _L	
	(kN.m)	(kN.m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN)	(kN)	(kN)	
A	28683,81	2145,45	24742,15	330,43	1,60	-19776,50	2101,54	24682,84	-330,43	-1,60	D	-21316,47	2101,54	18733,30	-330,43	-1,60
B	32125,13	1155,95	26155,71	330,43	1,60	-24142,44	1112,05	26096,40	-330,43	-1,60	E	-25682,41	1112,05	20146,86	-330,43	-1,60
C	32125,13	21,95	26155,71	330,43	1,60	-24142,44	-21,95	26096,40	-330,43	-1,60	F	-25682,41	-21,95	20146,86	-330,43	-1,60

A2	UII (+) 1,00 g1+ 1,30 g2+1,0 DT+0,78 VENTO + 1,15 C.M. 1 (massimo momento trasversale)					UII (-) 1,00 g1+ 1,30 g2-1,0 DT-0,78 VENTO + 1,15 C.M. 2 (massimo sforzo assiale)					UII (-) 1,00 g1+ 1,00 g2-1,0 DT-0,78 VENTO + 1,15 C.M. 2 (minimo momento trasversale)					
	M _T	M _L	N	V _T	V _L	M _T	M _L	N	V _T	V _L	M _T	M _L	N	V _T	V _L	
	(kN.m)	(kN.m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN)	(kN)	(kN)	
A	24007,20	1827,20	19226,75	281,28	1,33	-17270,93	1790,61	19177,33	-281,28	-1,33	D	-17568,09	1790,61	18288,82	-281,28	-1,33
B	26938,70	984,30	20430,90	281,28	1,33	-20990,06	947,70	20381,47	-281,28	-1,33	E	-21287,22	947,70	19492,97	-281,28	-1,33
C	26938,70	18,30	20430,90	281,28	1,33	-20990,06	-18,30	20381,47	-281,28	-1,33	F	-21287,22	-18,30	19492,97	-281,28	-1,33

Combinazioni sismiche (sezione di base)

1	A - g1+g2+EX+0,3EY+0,3EZ+0,5DT sisma trasv. che tende la colonna nuova					B - g1+g2+0,3EX+EY+0,3EZ+0,5DT sisma trasv. che tende la colonna nuova					C - g1+g2+0,3EX+0,3EY+EZ+0,5DT sisma trasv. che tende la colonna nuova				
	M _T	M _L	N	V _T	V _L	M _T	M _L	N	V _T	V _L	M _T	M _L	N	V _T	V _L
	(kN.m)	(kN.m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN)	(kN)	(kN)
PILA 2	-19566,47	20009,79	14543,64	1077,47	2446,56	-44967,86	6054,45	15080,92	3285,68	743,62	-21566,50	6176,26	14211,47	1051,16	764,52
PILA 3	-18428,92	19168,11	14225,22	1080,82	2464,01	-43068,38	5785,92	14667,65	3397,53	745,08	-21006,60	5877,74	13816,04	1083,85	759,83
PILA 4	-11825,50	8196,84	12399,99	734,33	1625,00	-20738,73	2562,87	12954,93	2124,79	505,65	-13786,05	2586,52	12114,74	705,03	499,93

2	A - g1+g2+EX+0,3EY+0,3EZ+0,5DT sisma trasv. che tende la colonna esistente					B - g1+g2+0,3EX+EY+0,3EZ+0,5DT sisma trasv. che tende la colonna esistente					C - g1+g2+0,3EX+0,3EY+EZ+0,5DT sisma trasv. che tende la colonna esistente				
	M _T	M _L	N	V _T	V _L	M _T	M _L	N	V _T	V _L	M _T	M _L	N	V _T	V _L
	(kN.m)	(kN.m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN)	(kN)	(kN)
PILA 2	11797,43	20009,79	14543,64	1077,47	2446,56	37198,81	6054,45	15080,92	3285,68	743,62	21566,50	6176,26	14211,47	1051,16	764,52
PILA 3	10478,13	19168,11	14225,22	1080,82	2464,01	35117,59	5785,92	14667,65	3397,53	745,08	21006,60	5877,74	13816,04	1083,85	759,83
PILA 4	4869,44	8196,84	12399,99	734,33	1625,00	13782,68	2562,87	12954,93	2124,79	505,65	13786,05	2586,52	12114,74	705,03	499,93

Combinazione sismica (sezione di sommità)

Si combinano le sollecitazioni al fine di ottenere il massimo momento flettente e il minimo sforzo assiale; come già anticipato in direzione trasversale le sollecitazioni sono trascurabili, così come le sollecitazioni in fase statica.

$$M_{L,Sd} = 1657,57 \text{ kN}$$

$$N_{Sd} = 8552,13 \text{ kN}$$

$$V_{L,Sd} = 1108,48 \text{ kN}$$

8.3.7 Verifiche strutturali

Si riportano i risultati delle verifiche delle combinazioni più gravose per la fase statica, UII (+) A, B e UII (-) D, E, e di tutte per la fase sismica poiché in questo caso risulta complesso definire a priori le combinazioni peggiori.

Si verifica la sezione di sommità solo in fase sismica, la più critica.

8.3.7.1 Fase statica (sezione di base)

Verifica a flessione

I momenti sollecitanti massimi con i corrispondenti sforzi assiali sono riassunti nelle tabelle riportate in precedenza.

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione, risultano i momenti ultimi resistenti contenuti in tabella:

		$M_{T,Rd}$	$M_{L,Rd}$
		[kNm]	[kNm]
UII +	A	279231,93	20862,93
	B	447570,49	16105,82
UII -	D	-213738,44	21065,17
	E	-339141,24	18722,14

Condizione di carico n. 7

Con: sforzo normale sollecitante $N_{us} = 24742,15$ kN
 rapporto $M_{xu}/M_{yu} = 0,0748$ (alfa = $4,278^\circ$)

I momenti flettenti resistenti risultano:
 $M_{xur} = 20862,93$ kNm
 $M_{yur} = 279213,36$ kNm
 Mur risultante = 279991,72 kNm nella direz. alfa = $4,273^\circ$

Campo 3 max eps c = 3,500 E-3
 min eps s = -5,020 E-3 (<0 = trazione)

Distanza asse neutro dal vertice più compresso $x = 80,79$ cm
 $x/d = 0,4108$ $x/h = 0,3969$ ($d = 196,66$ $h = 203,57$ cm)

Angolo dall'asse X alla normale all'asse neutro = $88,7184^\circ$

OK Traccia calcolo...

Condizione di carico n. 8

Con: sforzo normale sollecitante $N_{us} = 26155,71$ kN
 rapporto $M_{xu}/M_{yu} = 0,0360$ (alfa = $2,061^\circ$)

I momenti flettenti resistenti risultano:
 $M_{xur} = 16105,82$ kNm
 $M_{yur} = 447570,49$ kNm
 Mur risultante = 447860,18 kNm nella direz. alfa = $2,061^\circ$

Campo 3 max eps c = 3,500 E-3
 min eps s = -5,479 E-3 (<0 = trazione)

Distanza asse neutro dal vertice più compresso $x = 99,47$ cm
 $x/d = 0,3898$ $x/h = 0,3793$ ($d = 255,19$ $h = 262,23$ cm)

Angolo dall'asse X alla normale all'asse neutro = $87,3237^\circ$

OK Traccia calcolo...

Condizione di carico n. 9

Con: sforzo normale sollecitante $N_{us} = 18733,30$ kN
 rapporto $M_{xu}/M_{yu} = -0,0986$ (alfa = $174,37^\circ$)

I momenti flettenti resistenti risultano:
 $M_{xur} = 21065,17$ kNm
 $M_{yur} = -213738,44$ kNm
 Mur risultante = 214773,98 kNm nella direz. alfa = $174,371^\circ$

Campo 3 max eps c = 3,500 E-3
 min eps s = -4,982 E-3 (<0 = trazione)

Distanza asse neutro dal vertice più compresso $x = 72,87$ cm
 $x/d = 0,4126$ $x/h = 0,3950$ ($d = 176,59$ $h = 184,46$ cm)

Angolo dall'asse X alla normale all'asse neutro = $90,8247^\circ$

OK Traccia calcolo...

Condizione di carico n. 10

Con: sforzo normale sollecitante $N_{us} = 20146,86$ kN
 rapporto $M_{xu}/M_{yu} = -0,0552$ (alfa = $176,841^\circ$)

I momenti flettenti resistenti risultano:
 $M_{xur} = 18722,14$ kNm
 $M_{yur} = -339141,24$ kNm
 Mur risultante = 339657,62 kNm nella direz. alfa = $176,840^\circ$

Campo 3 max eps c = 3,500 E-3
 min eps s = -4,877 E-3 (<0 = trazione)

Distanza asse neutro dal vertice più compresso $x = 83,73$ cm
 $x/d = 0,4178$ $x/h = 0,4020$ ($d = 200,42$ $h = 208,32$ cm)

Angolo dall'asse X alla normale all'asse neutro = $91,3925^\circ$

OK Traccia calcolo...

I momenti resistenti sono maggiori dei momenti sollecitanti, quindi la sezione di base è verificata.

Verifica a taglio

Si verifica la sezione rettangolare inscritta nella sezione effettiva della pila con dimensioni pari allo spessore del setto in una direzione (50 cm) e la lunghezza complessiva della pila nell'altra (25,55 m). Siccome la combinazione sismica provoca sollecitazioni di taglio maggiori rispetto a quelle statiche, si rimanda al paragrafo che segue.

8.3.7.2 Fase sismica – sezione di base

Verifica a flessione

I momenti sollecitanti massimi con i corrispondenti sforzi assiali sono riassunti nelle tabelle riportate in precedenza.

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione, risultano i momenti ultimi resistenti contenuti in tabella:

		$M_{T,Rd}$	$M_{L,Rd}$
		[kNm]	[kNm]
1	A	-22049,91	22549,50
	B	-157635,24	21223,66
	C	-77258,66	22125,30
2	A	13302,33	22559,62
	B	132503,91	21563,03
	C	77010,38	22060,41

Condizione di carico n. 1

Con: sforzo normale sollecitante $Nus = 14543,64$ kN
rapporto $M_{yu}/M_{xu} = -0,9778$ (alfa = $134,358^\circ$)

I momenti flettenti resistenti risultano:
 $M_{xur} = 22549,50$ kNm
 $M_{yur} = -22049,91$ kNm
 Mur risultante = 31538,53 kNm nella direz. alfa = $134,358^\circ$

Campo 3 max eps c = 3,500 E-3
min eps s = -5,692 E-3 (<0 = trazione)

Distanza asse neutro dal vertice più compresso x = 55,4 cm
 $x/d = 0,3808$ $x/h = 0,3624$ (d = 145,5 h = 152,85 cm)

Angolo dall'asse X alla normale all'asse neutro = $90,0730^\circ$

OK Traccia calcolo...

Condizione di carico n. 3

Con: sforzo normale sollecitante $Nus = 14211,47$ kN
rapporto $M_{xu}/M_{yu} = -0,2864$ (alfa = $164,019^\circ$)

I momenti flettenti resistenti risultano:
 $M_{xur} = 22125,30$ kNm
 $M_{yur} = -77258,66$ kNm
 Mur risultante = 80364,35 kNm nella direz. alfa = $164,019^\circ$

Campo 3 max eps c = 3,500 E-3
min eps s = -5,455 E-3 (<0 = trazione)

Distanza asse neutro dal vertice più compresso x = 60,62 cm
 $x/d = 0,3908$ $x/h = 0,3720$ (d = 155,11 h = 162,95 cm)

Angolo dall'asse X alla normale all'asse neutro = $90,3130^\circ$

OK Traccia calcolo...

Condizione di carico n. 5

Con: sforzo normale sollecitante $Nus = 15080,92$ kN
rapporto $M_{xu}/M_{yu} = 0,1628$ (alfa = $9,244^\circ$)

I momenti flettenti resistenti risultano:
 $M_{xur} = 21563,03$ kNm
 $M_{yur} = 132503,91$ kNm
 Mur risultante = 134246,97 kNm nella direz. alfa = $9,244^\circ$

Campo 3 max eps c = 3,500 E-3
min eps s = -5,527 E-3 (<0 = trazione)

Distanza asse neutro dal vertice più compresso x = 65,94 cm
 $x/d = 0,3877$ $x/h = 0,3727$ (d = 170,06 h = 176,91 cm)

Angolo dall'asse X alla normale all'asse neutro = $89,3514^\circ$

OK Traccia calcolo...

Condizione di carico n. 2

Con: sforzo normale sollecitante $Nus = 15080,92$ kN
rapporto $M_{xu}/M_{yu} = -0,1346$ (alfa = $172,332^\circ$)

I momenti flettenti resistenti risultano:
 $M_{xur} = 21223,66$ kNm
 $M_{yur} = -157635,24$ kNm
 Mur risultante = 159057,58 kNm nella direz. alfa = $172,332^\circ$

Campo 3 max eps c = 3,500 E-3
min eps s = -5,241 E-3 (<0 = trazione)

Distanza asse neutro dal vertice più compresso x = 67,43 cm
 $x/d = 0,4004$ $x/h = 0,3826$ (d = 168,4 h = 176,25 cm)

Angolo dall'asse X alla normale all'asse neutro = $90,6294^\circ$

OK Traccia calcolo...

Condizione di carico n. 4

Con: sforzo normale sollecitante $Nus = 14543,64$ kN
rapporto $M_{yu}/M_{xu} = 0,5896$ (alfa = $59,477^\circ$)

I momenti flettenti resistenti risultano:
 $M_{xur} = 22559,62$ kNm
 $M_{yur} = 13302,33$ kNm
 Mur risultante = 26189,48 kNm nella direz. alfa = $59,474^\circ$

Campo 3 max eps c = 3,500 E-3
min eps s = -5,779 E-3 (<0 = trazione)

Distanza asse neutro dal vertice più compresso x = 55,12 cm
 $x/d = 0,3772$ $x/h = 0,3605$ (d = 146,14 h = 152,93 cm)

Angolo dall'asse X alla normale all'asse neutro = $89,9202^\circ$

OK Traccia calcolo...

Condizione di carico n. 6

Con: sforzo normale sollecitante $Nus = 14211,47$ kN
rapporto $M_{xu}/M_{yu} = 0,2864$ (alfa = $15,981^\circ$)

I momenti flettenti resistenti risultano:
 $M_{xur} = 22060,41$ kNm
 $M_{yur} = 77010,38$ kNm
 Mur risultante = 80107,81 kNm nella direz. alfa = $15,985^\circ$

Campo 3 max eps c = 3,500 E-3
min eps s = -5,639 E-3 (<0 = trazione)

Distanza asse neutro dal vertice più compresso x = 60,95 cm
 $x/d = 0,3830$ $x/h = 0,3672$ (d = 159,14 h = 165,96 cm)

Angolo dall'asse X alla normale all'asse neutro = $89,6110^\circ$

OK Traccia calcolo...

I momenti resistenti sono maggiori dei momenti sollecitanti, quindi la sezione di base è verificata anche in fase sismica.

Verifica a taglio

Si verifica la sezione rettangolare inscritta nella sezione effettiva della pila con dimensioni pari allo spessore del setto in una direzione (50 cm) e la lunghezza complessiva della pila nell'altra (25,55 m).

Il taglio sollecitante massimo nelle due direzioni risulta:

$$V_{T,Sd} = 3397,53 \text{ kN}$$
$$V_{L,Sd} = 2464,01 \text{ kN}$$

Si riporta il calcolo della resistenza a taglio della sezione nelle due direzioni, che evidenzia il pieno soddisfacimento della verifica:

PILA - direzione trasversale (perpendicolare all'asse del viadotto)

$$V_{Sd} = 3397,5 \text{ kN}$$

$$R_{ck} = 30,0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yk} = 315 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = 14,1 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza di calcolo a compressione del cls}$$

$$f'_{cd} = 7,1 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza a compress. ridotta del cls d'anima}$$

$$f_{yd} = 242 \text{ N/mm}^2 \text{ tensione di calcolo dell'acciaio}$$

$$b_w = 50 \text{ cm} \text{ larghezza minima della sezione}$$

$$h = 2555 \text{ altezza della sezione}$$

$$c = 75 \text{ copriferro}$$

$$d = 2480 \text{ cm} \text{ altezza utile della sezione}$$

$$\theta = 45^\circ \text{ inclinazione dei puntoni di calcestruzzo}$$

$$A_{sw} = 6,28 \text{ cm}^2 \text{ area dell'armatura trasversale} = 2 \text{ } \varnothing 20$$

$$s = 20 \text{ cm} \text{ interasse tra due armature trasversali consecutive}$$

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

$$\sigma_{cp} = 0,00 \text{ N/mm}^2 \text{ tensione media di compressione nella sezione}$$

$$\sigma_{cp}/f_{cd} = 0,00$$

$$\alpha_c = 1,00$$

Resistenza di calcolo del calcestruzzo d'anima:

$$V_{Rcd} = 39367 \text{ kN} = 0,9 d b_w \alpha_c f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

Resistenza di calcolo dell'armatura trasversale:

$$V_{Rsd} = 16991 \text{ kN} = 0,9 d A_{sw}/s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \sin\alpha$$

Verifica:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) = 16991 \text{ kN} > 3398 \text{ kN} = V_{Sd}$$

PILA - direzione longitudinale (parallela all'asse del viadotto)

$$V_{Sd} = 2464,0 \text{ kN}$$

$$R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 24,9 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza caratteristica a compressione del cls} = 0,83 R_{ck}$$

$$f_{cd} = 14,1 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza di calcolo a compressione del cls} = 0,85 f_{ck} / 1,5$$

$$b_w = 2555 \text{ cm} \text{ larghezza minima della sezione}$$

$$d = 45 \text{ cm} \text{ altezza utile della sezione}$$

$$A_{sl} = 301,59 \text{ cm}^2 \text{ area dell'armatura longitudinale}$$

$$96 \phi 20$$

$$k = 1,67 = 1 + (20/d)^{1/2} \leq 2,0$$

$$\rho_1 = 0,003 = A_{sl}/(b_w d) \leq 0,02$$

$$v_{min} = 0,38 = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

$$\sigma_{cp} = 0,00 \text{ N/mm}^2 \text{ tensione media di compress. nella sezione} \leq 0,2 f_{cd}$$

Resistenza di calcolo del calcestruzzo:

$$V_{Rcd} = 4298 \text{ kN} = [0,18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / 1,5 + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d$$

$$V_{Rcd,min} = 4321 \text{ kN} = (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d$$

Verifica:

$$V_{Rd} = \max (V_{Rcd}) = 4320,6 \text{ kN} > 2464,0 \text{ kN} = V_{Sd}$$

8.3.7.3 Fase sismica – sezione di sommità

Verifica a flessione

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione, risulta:

$$M_{L,Rd} = 17334,59 \text{ kNm} > M_{L,Sd}$$

I momenti resistenti sono maggiori dei momenti sollecitanti, quindi la sezione di sommità è verificata.

Verifica a taglio

Si verifica la sezione rettangolare inscritta nella sezione effettiva della pila con dimensioni pari allo spessore del setto in una direzione (50 cm) e la lunghezza complessiva della pila nell'altra (25,55 m).

Il taglio sollecitante massimo risulta:

$$V_{L,Sd} = 1108,48 \text{ kN}$$

Il taglio sollecitante è inferiore a quello della sezione di base; siccome la sezione resistente a taglio è la stessa sia per la sezione di base sia per quella di sommità, la verifica è automaticamente soddisfatta.

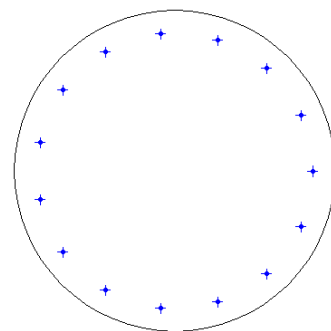
8.4 Verifica dei pali di fondazione

8.4.1 Sezione e schema di calcolo

L'analisi della palificata di fondazione della pila è stata eseguita considerando il comportamento complessivo della pila che comprende, nella configurazione definitiva del viadotto, sia le pile esistenti sia la parte relativa all'allargamento. Tutto il taglio sollecitante è assorbito dal sistema di tiranti e micropali già realizzato in un precedente intervento di rinforzo, perciò i pali sono soggetti solo ad azione assiale; per dimensionare le armature dei pali nuovi si valuta comunque il taglio supponendo che si ripartisca su tutti i pali.

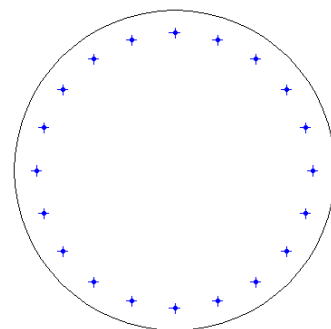
Le caratteristiche dei pali esistenti di fondazione della pila sono le seguenti:

Diametro	$d = 100 \text{ cm}$
Altezza utile per taglio	$d = 82 \text{ cm}$
Copriferro	$c = 5 \text{ cm}$
Armatura Aq. 50-60	$A_s = 15\phi 16 = 30,15 \text{ cm}^2 \text{ (P. 2)}$ $A_s = 12\phi 18 = 30,48 \text{ cm}^2 \text{ (P. 3-4)}$
Staffe	ST.spirale $\phi 12$ passo 20 cm
Lunghezza del palo	$l = 27 \text{ m}$



Le caratteristiche dei nuovi pali di fondazione della pila sono le seguenti:

Diametro	$d = 100 \text{ cm}$
Altezza utile per taglio	$d = 82 \text{ cm}$
Copriferro	$c = 6 \text{ cm}$
Armatura	$A_s = 16\phi 22 = 60,80 \text{ cm}^2$
Staffe	ST.spirale $\phi 12$ passo 20 cm
Lunghezza del palo	$l = 27 \text{ m}$



8.4.2 Caratteristiche dei materiali

Nelle verifiche si assumono le seguenti caratteristiche dei materiali per il calcestruzzo dei pali nuovi:

$$f_{ck} = 0,83 \times 25 = 20,75 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza caratteristica a compressione del cls (} R_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

$$f_{cd} = 0,85 f_{ck} / 1,5 = 11,76 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza di calcolo a compressione del cls}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / 1,15 = 391 \text{ N/mm}^2 \text{ tensione di calcolo per acciaio B450C (} f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

8.4.3 Analisi dei carichi e delle sollecitazioni

Le sollecitazioni sulla palificata sono state ottenute sommando alle sollecitazioni sulla sezione di base della pila il contributo dato dal peso della piattabanda di fondazione. Visto lo schema di vincolo dell'impalcato in corrispondenza delle pile, realizzato con appoggi tipo Vasoflon uni- e multi-direzionali, le pile non sono interessate dagli effetti di frenata, variazione termica (componente longitudinale) e ritiro che si scaricano completamente sulle spalle.

Per la designazione delle combinazioni sono state usate le stesse sigle impiegate per l'analisi dell'elevazione della pila.

Le sollecitazioni sono state calcolate in asse alla colonna della carreggiata sud più interna.

Si considera solo il taglio massimo ovvero quello della combinazione sismica.

Combinazioni statiche

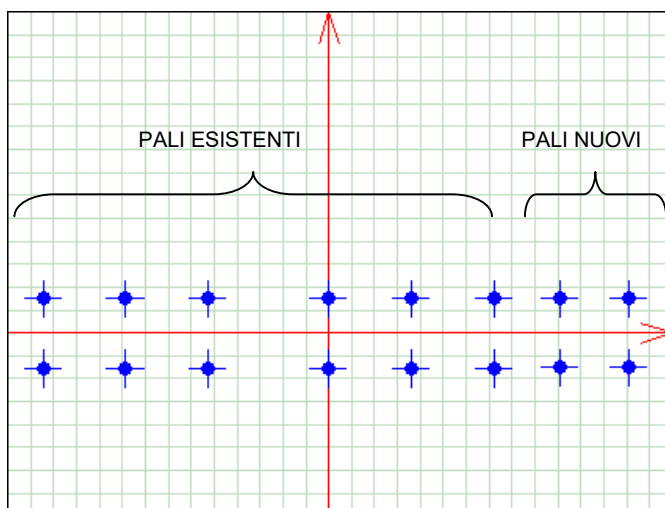
		M_T	M_L	N	V_T	V_L
		(kN.m)	(kN.m)	(kN)	(kN)	(kN)
A1 - UII	A +	37259,68	2145,45	35879,65	330,43	1,60
	B +	40701,01	1155,95	37293,21	330,43	1,60
	C +	40701,01	21,95	37293,21	330,43	1,60
	A -	-11200,62	2101,54	35820,34	-330,43	-1,60
	B -	-15566,57	1112,05	37233,90	-330,43	-1,60
	C -	-15566,57	-21,95	37233,90	-330,43	-1,60
	D -	-14963,97	2101,54	26983,30	-330,43	-1,60
	E -	-19329,91	1112,05	28396,86	-330,43	-1,60
A2 - UII	A +	30359,70	1827,20	27476,75	281,28	1,33
	B +	33291,20	984,30	28680,90	281,28	1,33
	C +	33291,20	18,30	28680,90	281,28	1,33
	A -	-10918,43	1790,61	27427,33	-281,28	-1,33
	B -	-14637,56	947,70	28631,47	-281,28	-1,33
	C -	-14637,56	-18,30	28631,47	-281,28	-1,33
	D -	-11215,59	1790,61	26538,82	-281,28	-1,33
	E -	-14934,72	947,70	27742,97	-281,28	-1,33
F -	-14934,72	-18,30	27742,97	-281,28	-1,33	

Combinazioni sismiche

		M_T	M_L	N	V_T	V_L	V_{TOT}
		(kN.m)	(kN.m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1	A	-13213,97	20009,79	22793,64	1080,82	2464,01	2690,63
	B	-38615,36	6054,45	23330,92	3397,53	745,08	3478,27
	C	-15214,00	6176,26	22461,47	1083,85	764,52	1326,35
2	A	18149,93	20009,79	22793,64	1080,82	2464,01	2690,63
	B	43551,31	6054,45	23330,92	3397,53	745,08	3478,27
	C	27919,00	6176,26	22461,47	1083,85	764,52	1326,35

8.4.4 Carichi sui pali

In tabella si riassumono gli sforzi assiali corrispondenti alle combinazioni analizzate, sia per i pali nuovi sia per i pali esistenti; si riportano i valori relativi al palo più caricato.



Combinazioni statiche

		CARICHI SUI PALI	
		N NUOVI	N ESISTENTI
		(kN)	(kN)
A1 - UII	A +	2369,20	2351,5
	B +	2439,10	2410,2
	C +	2393,10	2363,3
	A -	2089,80	2828,9
	B -	2107,20	2940,5
	C -	2062,20	2895,5
	D -	1461,60	2226,1
	E -	1465,70	2337,8
A2 - UII	F -	1421,40	2292,7
	A +	1840,60	1818
	B +	1900,20	1868,1
	C +	1860,90	1828,1
	A -	1504,80	2200
	B -	1508,40	2295,1
	C -	1470,60	2256,7
	D -	1453,40	2138,5
	E -	1456,90	2233,6
	F -	1419,20	2195,2
MAX A1		2439,1	2940,5
MAX A2		1900,2	2295,1

NOTA: Il taglio massimo sul palo in fase statica non è significativo rispetto alla stessa sollecitazione in fase sismica; rielaborando le sollecitazioni alla base della pila (paragrafo 8.3.4.1, tabella "Riassunto sollecitazioni statiche – sezione di base") risulta:

$$V_{Sd, TOT, A1} = 127,42 \times 1,2 + 197,25 \times 1,5 = 448,78 \text{ kN}$$

$$V_{Sd, TOT, A2} = 127,42 \times 1,0 + 197,25 \times 1,3 = 383,85 \text{ kN}$$

Dividendo la sollecitazione sui 16 pali della pila ottengo il taglio sul singolo palo:

$$V_{Sd, PALO, A1} = 448,78 / 16 = 28,05 \text{ kN}$$

$$V_{Sd, PALO, A2} = 383,85 / 16 = 23,99 \text{ kN}$$

Combinazioni sismiche

	FORZE SUI SINGOLI PALI				
	N NUOVO	N ESIST	V _T	V _L	V _{TOT}
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1 A	1971,30	2640,40	67,55	154,00	168,16
1 B	1237,30	2389,90	212,35	46,57	217,39
1 C	1610,70	1723,50	67,74	47,78	82,90
2 A	2214,00	2286,10	67,55	154,00	168,16
2 B	1928,40	1823,80	212,35	46,57	217,39
2 C	1726,80	1696,10	67,74	47,78	82,90
MASSIMO	2214,00	2640,40	212,35	154,00	217,39

8.4.5 Riassunto dei carichi sui pali

Le massime sollecitazioni sono riassunte in tabella:

	N _{S,d} , ESIST.	N _{S,d} , NUOVO
	[kN]	[kN]
SLU - A1	2940,50	2439,10
SLU - A2	2295,10	1900,20
SISMA	2640,40	2214,00

8.4.6 Verifiche dei pali nuovi

8.4.6.1 Verifiche geotecniche

Si rimanda alla relazione geotecnica per i dettagli sulla valutazione della capacità portante dei pali. Si riportano in tabella i risultati dell'analisi che dimostrano il pieno soddisfacimento delle verifiche sia per le combinazioni statiche sia per le combinazioni sismiche.

CARICHI SUI PALI [kN]				
CASO	N _{MAX}	R _{C,d}	V _{MAX}	R _{H,d}
SLU - A1	2439,1	3322,23	28,05	385,05
SLU - A2	1900,2	2527,53	23,99	312,85
SISMA	2214,0	2817,69	217,39	487,54

8.4.6.2 Verifiche strutturali

Si effettua la verifica strutturale del palo nuovo per dimensionare le armature dello stesso, supponendo prudenzialmente che il taglio si scarichi sui pali di fondazione che compongono la palificata; in effetti, tutto il taglio sollecitante in direzione trasversale è assorbito dal sistema di tiranti e micropali già realizzati in un precedente intervento (*paragrafo 8.4.8*), perciò i pali sarebbero soggetti al solo taglio trasversale; a favore di sicurezza si dimensionano le armature per assorbire tutto il taglio.

Si considerano i pali incastrati elasticamente nel terreno.

Si applica il metodo dei "parametri adimensionali" di Matlock e Reese-Davidson, nelle ipotesi di pali flessibili ($L/T > 4$) e di modulo di reazione del terreno variabile linearmente con la profondità z :

$$E_s = k z$$

La lunghezza caratteristica palo-terreno risulta:

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{k}} = 2,714 \text{ m}$$

con: $E = 29962 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$ (modulo elastico del calcestruzzo)

$I = \pi 1,00^4 / 64 = 0,04906 \text{ m}^4$ (momento d'inerzia palo)

$k = 10000 \text{ kN/m}^3$ ($= 1,0 \text{ kg/cm}^3$ gradiente del modulo di reazione del terreno)

essendo $L_{\text{MIN}} = 27,0 \text{ m}$ (lunghezza minima dei pali) risulta verificata l'ipotesi di palo flessibile perché $L/T = 27,0 / 2,714 = 9,95 > 4$.

Le sollecitazioni in sommità del palo sono rappresentate da H_o e M_o ed alle varie profondità:

$$M(z) = H_o T A_m + M_o B_m$$

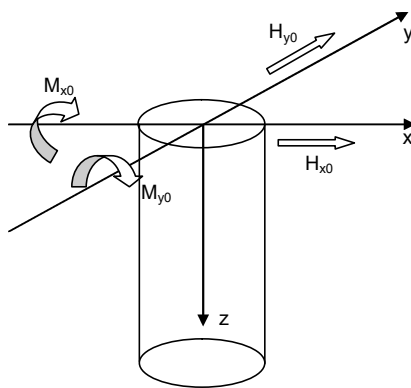
con A_m e B_m coefficienti adimensionali riportati in seguito.

Sono riportate inoltre per la condizione di carico più gravosa le sollecitazioni alle varie quote del palo in funzione di $Z=z/T$.

- A_M, B_M = parametri adimensionali del momento flettente
- $Z = z/T$ = coefficiente di profondità
- z : profondità misurata a partire dalla quota di ingresso del palo nel terreno o da testa palo se il plinto è interrato
- $M(z) = A_m \times H_0 \times T + B_m \times M_0$
- H_0, M_0 = forza orizzontale e momento in testa al palo

Parametri adimensionali per il calcolo del momento flettente

Z	A_M	B_M
0,0	0,000	1,000
0,1	0,100	1,000
0,2	0,198	0,999
0,3	0,291	0,994
0,4	0,379	0,987
0,5	0,459	0,976
0,6	0,531	0,960
0,7	0,595	0,939
0,8	0,649	0,914
0,9	0,693	0,885
1,0	0,727	0,852
1,2	0,767	0,775
1,4	0,772	0,688
1,6	0,746	0,594
1,8	0,696	0,498
2,0	0,628	0,404
2,5	0,422	0,200
3,0	0,225	0,059
3,5	0,081	-0,016
4,0	0,000	-0,042
4,5	-0,032	-0,039
5,0	-0,033	-0,026

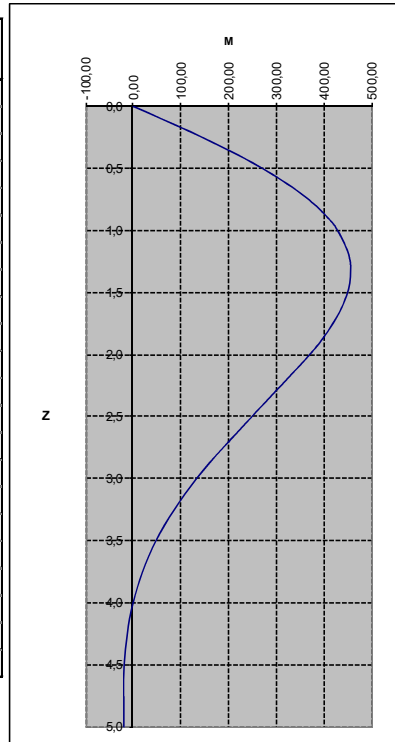


Il massimo taglio in testa al palo, che si ottiene nella combinazione sismica, genera il massimo momento flettente lungo il fusto, secondo lo schema illustrato in figura:

COMBINAZIONE SISMICA

$H_{x0} = \sqrt{\quad} 217,39 \text{ kN}$ $H_{y0} = 0,00 \text{ kN}$
 $M_{y0} = 0,00 \text{ kNm}$ $M_{x0} = 0,00 \text{ kNm}$

z (m)	Z	M_y (kNm)	M_x (kNm)	M (kNm)
0,000	0,0	0,000	0,000	0,000
0,271	0,1	58,994	0,000	58,994
0,543	0,2	116,808	0,000	116,808
0,814	0,3	171,672	0,000	171,672
1,085	0,4	223,587	0,000	223,587
1,357	0,5	270,782	0,000	270,782
1,628	0,6	313,257	0,000	313,257
1,900	0,7	351,013	0,000	351,013
2,171	0,8	382,870	0,000	382,870
2,442	0,9	408,827	0,000	408,827
2,714	1,0	428,885	0,000	428,885
3,256	1,2	452,483	0,000	452,483
3,799	1,4	455,432	0,000	455,432
4,342	1,6	440,094	0,000	440,094
4,885	1,8	410,597	0,000	410,597
5,427	2,0	370,481	0,000	370,481
6,784	2,5	248,954	0,000	248,954
8,141	3,0	132,736	0,000	132,736
9,498	3,5	47,785	0,000	47,785
10,855	4,0	0,000	0,000	0,000
12,212	4,5	-18,878	0,000	-18,878
13,569	5,0	-19,468	0,000	-19,468



Il momento sollecitante massimo allo stato limite ultimo vale quindi:

$M_{Sd, SLU} = 455,43 \text{ kNm}$

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione considerando nullo lo sforzo assiale a favore di sicurezza, risulta un momento ultimo resistente pari a:

$M_{Rd} = 905,83 \text{ kNm} > M_{Sd, SLU} = 455,43 \text{ kNm}$

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:
 $M_{xur} = 905,83 \text{ kNm}$
 $M_{yur} = 0,00 \text{ kNm}$

Campo 2 max eps c = 3,024 E-3
 min eps s = -10,000 E-3 (<0 = trazione)

Distanza asse neutro dal vertice più compresso x = 21,36 cm
 $x/d = 0,2322$ $x/h = 0,2136$ (d = 92,0 h = 100,0 cm)

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

OK Traccia calcolo...

Verifica a taglio

Il taglio sollecitante massimo allo stato limite ultimo corrisponde alla combinazione sismica e vale:

$V_{Sd} = 217,39 \text{ kN}$

Si riporta il calcolo della resistenza a taglio della sezione, che evidenzia il pieno soddisfacimento della verifica.

Si precisa che come altezza utile della sezione è stata assunta quella indicata al p.to 7.9.5.2.2 del D.M. 14/01/2008:

$$d = r + 2r/\pi = 0,50 + 1,00/\pi = 0,82 \text{ m}$$

VERIFICA A TAGLIO ALLO STATO LIMITE ULTIMO (D.M. 14/01/2008)

$$V_{Sd} = 217,4 \text{ kN}$$

$$R_{ck} = 30,0 \text{ N/mm}^2$$

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

$$f_{cd} = 14,1 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza di calcolo a compressione del cls} = 0,85 f_{ck} / 1,5$$

$$f_{cd} = 7,1 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza a compress. ridotta del cls d'anima} = 0,5 f_{cd}$$

$$f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2 \text{ tensione di calcolo dell'acciaio} = f_{yk} / 1,15$$

$$b_w = 82 \text{ cm} \text{ larghezza minima della sezione}$$

$$h = 82 \text{ cm} \text{ altezza della sezione}$$

$$c = 0 \text{ cm} \text{ copriferro}$$

$$d = 82 \text{ cm} \text{ altezza utile della sezione}$$

$$\theta = 45^\circ \text{ inclinazione dei puntoni di calcestruzzo}$$

$$A_{sw} = 2,26 \text{ cm}^2 \text{ area dell'armatura trasversale} = 2 \text{ } \varnothing 12$$

$$s = 20 \text{ cm} \text{ interasse tra due armature trasversali consecutive}$$

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

$$\sigma_{cp} = 0,00 \text{ N/mm}^2 \text{ tensione media di compressione nella sezione}$$

$$\sigma_{cp}/f_{cd} = 0,00$$

$$\alpha_c = 1,00$$

Resistenza di calcolo del calcestruzzo d'anima:

$$V_{Rcd} = 2135 \text{ kN} = 0,9 d b_w \alpha_c f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

Resistenza di calcolo dell'armatura trasversale:

$$V_{Rsd} = 327 \text{ kN} = 0,9 d A_{sw}/s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \sin\alpha$$

Verifica:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) = 327 \text{ kN} > 217 \text{ kN} = V_{Sd}$$

Non si ritiene necessario eseguire le verifiche tensionali perché il momento flettente lungo il palo allo stato limite di esercizio è trascurabile; vista la disposizione dei pali infatti, il momento flettente in testa agli stessi è nullo e lungo il singolo palo questa sollecitazione è provocata dal solo taglio per effetto dell'amplificazione di Matlock. In fase statica il taglio ha un valore molto basso, infatti la verifica a flessione allo stato limite ultimo è stata fatta per la combinazione sismica, l'unica che provoca uno stato di sollecitazione significativo.

Perciò non si effettua la verifica strutturale allo stato limite di esercizio.

8.4.7 Verifiche dei pali esistenti

8.4.7.1 Verifiche geotecniche

Si riportano in tabella i risultati della relazione geotecnica nella quale è stata stimata la resistenza a carico limite per i pali nuovi. Poiché i pali esistenti hanno le stesse caratteristiche di quelli nuovi, il calcolo vale per entrambi.

Il confronto dei dati dimostra il pieno soddisfacimento delle verifiche sia per la combinazione A1 sia per la combinazione A2.

CARICHI SUI PALI [kN]				
CASO	N _{MAX}	R _{C,d}	V _{MAX}	R _{H,d}
SLU – A1	2940,5	3322,23	28,05	385,05
SLU – A2	2295,1	2527,53	23,99	312,85
SISMA	2640,4	2817,69	217,39	487,54

8.4.7.2 Verifiche strutturali

I pali esistenti sono sollecitati al taglio in direzione longitudinale perché la componente trasversale di questa sollecitazione è assorbita dal sistema di tiranti e micropali già costruiti (*paragrafo 8.4.8*).

Si considerano i pali incastrati elasticamente nel terreno.

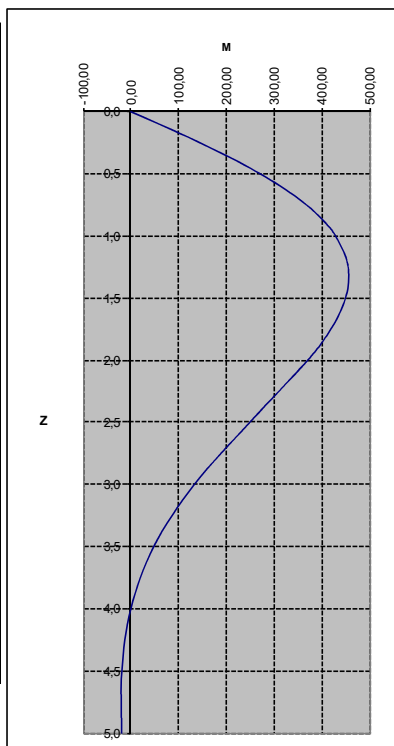
Si applica il metodo dei “*parametri adimensionali*” di Matlock e Reese-Davidson, già descritto in precedenza per le verifiche dei pali nuovi.

Il massimo taglio longitudinale in testa al palo , che si ottiene nella combinazione sismica, genera il massimo momento flettente lungo il fusto, secondo lo schema illustrato in figura:

COMBINAZIONE SISMICA

$$\begin{aligned}
 H_{x0} &= 154,00 \text{ kN} & H_{y0} &= 0,00 \text{ kN} \\
 M_{y0} &= 0,00 \text{ kNm} & M_{x0} &= 0,00 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

z (m)	Z	M _y (kNm)	M _x (kNm)	M (kNm)
0,000	0,0	0,000	0,000	0,000
0,271	0,1	41,791	0,000	41,791
0,543	0,2	82,747	0,000	82,747
0,814	0,3	121,613	0,000	121,613
1,085	0,4	158,389	0,000	158,389
1,357	0,5	191,822	0,000	191,822
1,628	0,6	221,912	0,000	221,912
1,900	0,7	248,658	0,000	248,658
2,171	0,8	271,225	0,000	271,225
2,442	0,9	289,614	0,000	289,614
2,714	1,0	303,823	0,000	303,823
3,256	1,2	320,539	0,000	320,539
3,799	1,4	322,629	0,000	322,629
4,342	1,6	311,763	0,000	311,763
4,885	1,8	290,867	0,000	290,867
5,427	2,0	262,449	0,000	262,449
6,784	2,5	176,359	0,000	176,359
8,141	3,0	94,030	0,000	94,030
9,498	3,5	33,851	0,000	33,851
10,855	4,0	0,000	0,000	0,000
12,212	4,5	-13,373	0,000	-13,373
13,569	5,0	-13,791	0,000	-13,791



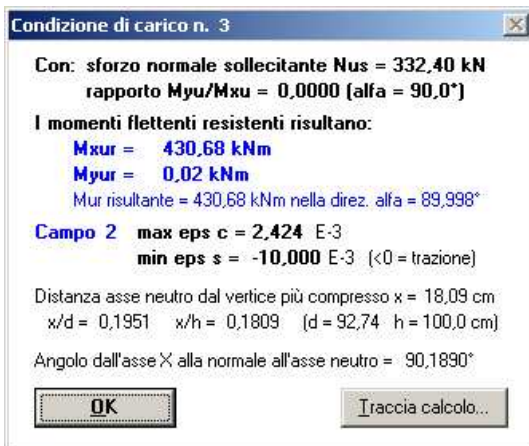
Il momento sollecitante massimo allo stato limite ultimo vale quindi:
M_{Sd, SLU} = 322,63 kNm

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione considerando lo sforzo assiale minimo calcolato su tutti i pali esistenti della palificata nella combinazione in esame sommato al peso del palo per il tratto posto sopra la sezione di calcolo,

$$N_{Sd} = 257,8 + \pi \times 1,50^2 / 4 \times 25 \times 3,80 = 332,40 \text{ kN}$$

risulta un momento ultimo resistente pari a:

$$M_{Rd} = 430,68 \text{ kNm} > M_{Sd, SLU} = 322,63 \text{ kNm}$$



Verifica a taglio

Il taglio sollecitante massimo allo stato limite ultimo in direzione longitudinale corrisponde alla combinazione sismica e vale:

$$V_{Sd} = 154 \text{ kN}$$

Si riporta il calcolo della resistenza a taglio della sezione, che evidenzia il pieno soddisfacimento della verifica.

Si precisa che come altezza utile della sezione è stata assunta quella indicata al p.to 7.9.5.2.2 del D.M. 14/01/2008:

$$d = r + 2r/\pi = 0,50 + 1,00/\pi = 0,82 \text{ m}$$

VERIFICA A TAGLIO ALLO STATO LIMITE ULTIMO (D.M. 14/01/2008)

$$V_{Sd} = 154,0 \text{ kN}$$

$$R_{ck} = 25,0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yk} = 242 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = 11,8 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza di calcolo a compressione del cls} = 0,85 f_{ck} / 1,5$$

$$f_{cd} = 5,9 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza a compress. ridotta del cls d'anima} = 0,5 f_{cd}$$

$$f_{yd} = 210 \text{ N/mm}^2 \text{ tensione di calcolo dell'acciaio} = f_{yk} / 1,15$$

$$b_w = 82 \text{ cm} \text{ larghezza minima della sezione}$$

$$h = 82 \text{ cm} \text{ altezza della sezione}$$

$$c = 0 \text{ cm} \text{ copriferro}$$

$$d = 82 \text{ cm} \text{ altezza utile della sezione}$$

$$\theta = 21,8^\circ \text{ inclinazione dei puntoni di calcestruzzo}$$

$$A_{sw} = 2,26 \text{ cm}^2 \text{ area dell'armatura trasversale} = 2 \varnothing 12$$

$$s = 20 \text{ cm} \text{ interasse tra due armature trasversali consecutive}$$

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

$$\sigma_{cp} = 0,00 \text{ N/mm}^2 \text{ tensione media di compressione nella sezione}$$

$$\sigma_{cp}/f_{cd} = 0,00$$

$$\alpha_c = 1,00$$

Resistenza di calcolo del calcestruzzo d'anima:

$$V_{Rcd} = 1227 \text{ kN} = 0,9 d b_w \alpha_c f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

Resistenza di calcolo dell'armatura trasversale:

$$V_{Rsd} = 439 \text{ kN} = 0,9 d A_{sw}/s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \sin\alpha$$

Verifica:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) = 439 \text{ kN} > 154 \text{ kN} = V_{Sd}$$

8.4.8 Considerazioni sui tiranti e micropali esistenti

Si verifica in questo paragrafo che il sistema di micropali e tiranti già realizzato in un intervento precedente sia in grado di assorbire le forze trasversali agenti sulla palificata.

Dall'analisi della relazione di calcolo relativa all'intervento di risanamento già eseguito, si evince che la forza orizzontale trasversale per la quale è stato progettato il rinforzo costituito dal sistema di micropali e tiranti, è:

$$F_{\text{trasv.}} = 3820 \text{ kN}$$

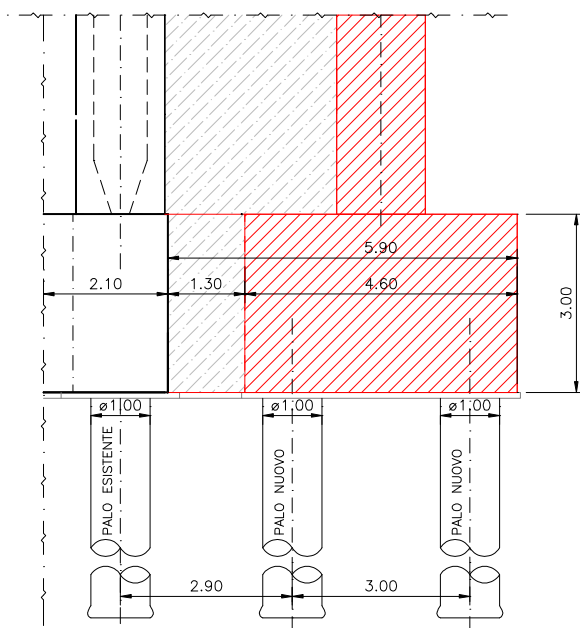
Dalla rielaborazione dei dati derivanti dal modello agli elementi finiti con il quale è stato analizzato il ponte, la forza massima sulla palificata in direzione trasversale si verifica in fase sismica ed è pari a:

$$F_{\text{trasv.}} = 3398 \text{ kN} < 3820 \text{ kN}$$

Perciò non sono necessarie ulteriori verifiche.

8.5 Verifica della piattabanda

Si riporta in questo paragrafo la verifica della nuova piattabanda a quattro pali che sarà realizzata in adiacenza a quella esistente per garantire la trasmissione delle azioni tra la colonna e i pali nuovi.



8.5.1 Sezione e schema statico

Le caratteristiche della piattabanda sono le seguenti:

Dimensioni in pianta $b_x = b_y = 460 \text{ cm}$

Altezza $h = 300 \text{ cm}$

Copriferro $c = 10 \text{ cm}$

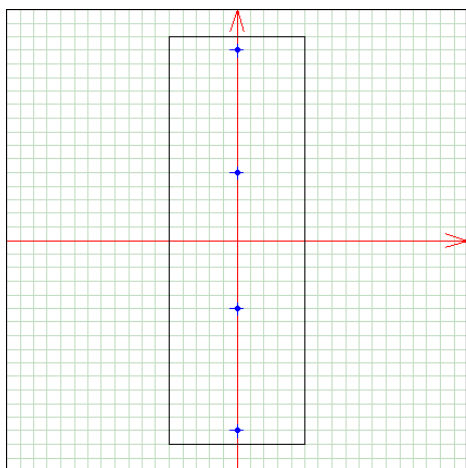
Armature strato 1. $A_{s1} = \phi 16/15 \text{ cm} = 13,40 \text{ cm}^2/\text{m}$ $y = 10 \text{ cm}$ (dal lembo superiore)

Armature strato 2. $A_{s1} = \phi 16/15 \text{ cm} = 13,40 \text{ cm}^2/\text{m}$ $y = 100 \text{ cm}$ (dal lembo superiore)

Armature strato 3. $A_{s1} = \phi 16/15 \text{ cm} = 13,40 \text{ cm}^2/\text{m}$ $y = 200 \text{ cm}$ (dal lembo superiore)

Armature strato 4 $A_{s2} = \phi 22/15 \text{ cm} = 25,33 \text{ cm}^2/\text{m}$ $y = 290 \text{ cm}$ (dal lembo superiore)

Le armature saranno disposte in entrambe le direzioni.



La verifica dell'elemento è stata effettuata modellando la piattabanda agli elementi finiti con il programma Straus; la stessa è stata schematizzata con elementi plate appoggiati in corrispondenza dei pali di fondazione e caricata nel punto che rappresenta l'asse della colonna con le sollecitazioni più gravose tra quelle agenti alla base della colonna stessa (*paragrafo 8.2*).

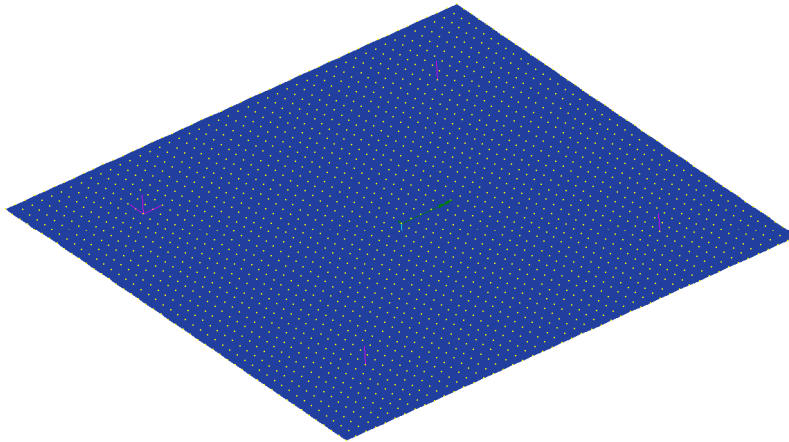


Figura 8.6 Schematizzazione della piattabanda agli elementi finiti

La piattabanda è stata verificata anche come elemento tozzo individuando i trallici di equilibrio e risolvendo la struttura in modo tale da verificare lo stato limite di trasmissione della sollecitazione dal pilastro ai pali e lo stato limite di punzonamento.

Nella presente relazione si riportano solo i risultati dell'analisi agli elementi finiti, precisando però che questa trattazione ha confermato il predimensionamento effettuato con i trallici di equilibrio.

8.5.2 Caratteristiche dei materiali

Nelle verifiche si assumono le seguenti caratteristiche dei materiali e limitazioni tensionali:

$f_{ck} = 0,83 \times 35 = 29,05 \text{ N/mm}^2$ resistenza caratteristica a compressione del cls ($R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$)

$f_{cd} = 0,85 f_{ck} / 1,5 = 16,46 \text{ N/mm}^2$ resistenza di calcolo a compressione del cls

$f_{yd} = f_{yk} / 1,15 = 391 \text{ N/mm}^2$ tensione di calcolo per acciaio B450C ($f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$)

$\sigma_{c,LIM} = 0,60 f_{ck} = 0,60 \times 29,05 = 17,43 \text{ N/mm}^2$ 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

$\sigma_{s,LIM} = 0,8 f_{yk} = 0,8 \times 450 = 360 \text{ N/mm}^2$

8.5.3 Analisi dei carichi e sollecitazioni

L'analisi dei carichi è quella che è stata effettuata per la colonna; si rimanda al *paragrafo 8.2.3* per i dettagli. La piattabanda è infatti sollecitata dai momenti flettenti e dall'azione assiale presenti alla base della colonna.

Si riportano le sollecitazioni che sono state applicate in corrispondenza del centro della piattabanda (l'asse della colonna) sia per lo stato limite di esercizio sia per lo stato limite ultimo. Tra tutte le combinazioni prese in considerazione per la verifica della sezione di base della colonna (*paragrafi 8.2.5 e 8.2.6*), sono state scelte le più gravose. In tabella sono riassunti i valori di momento flettente trasversale, momento flettente longitudinale e sforzo assiale.

SLU, A1 Base Colonna		Peso proprio strutture	Permanenti portati	Carichi mobili	Vento e neve	M_T	M_L	N
		g_1	g_2	q_1	q_5	(kNm)	(kNm)	(kN)
-	UI	1,35	1,5	0	1,5	6494,23	265,19	3736,29
q1, A, U	UII	1,35	1,5	1,35	0,9	4666,09	1141,05	4987,52
q1, B, X	UII	1,35	1,5	1,35	0,9	4548,18	832,19	5551,31
q1, B, U	UII	1,35	1,5	1,35	0,9	4789,63	832,19	5428,75

SLE Base Colonna		Peso proprio strutture	Permanenti portati	Carichi mobili	Vento e neve	M_T	M_L	N
		g_1	g_2	q_1	q_5	(kNm)	(kNm)	(kN)
-	TI	1,00	1,00	0,00	1,00	4329,48	189,06	2693,83
q1, A, X	TII	1,00	1,00	1,00	0,60	2653,25	1009,62	3866,06
q1, B, X	TII	1,00	1,00	1,00	0,60	3049,34	609,06	4038,29
q1, B, U	TII	1,00	1,00	1,00	0,60	3228,19	609,06	3947,50

Dall'analisi agli elementi finiti si ottengono le massime sollecitazioni sulla piattabanda (a metro); dalla rielaborazione dei dati, integrando sulla lunghezza di un metro in corrispondenza dei tratti più cementati, si ottengono i momenti flettenti massimi.

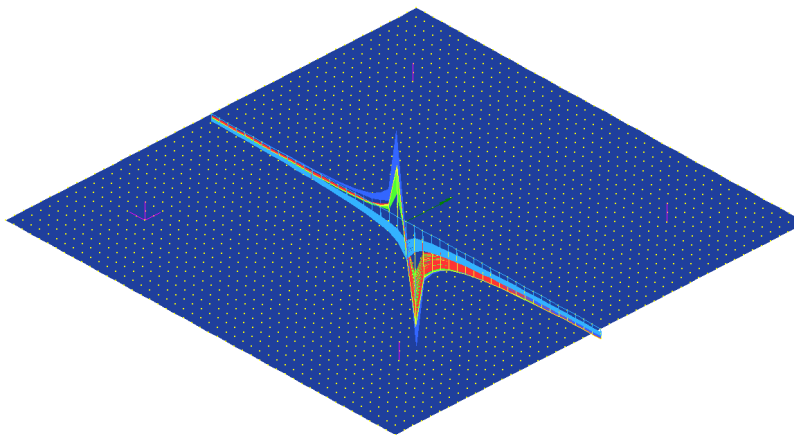


Figura 8.7 Andamento del momento flettente m_{xx}

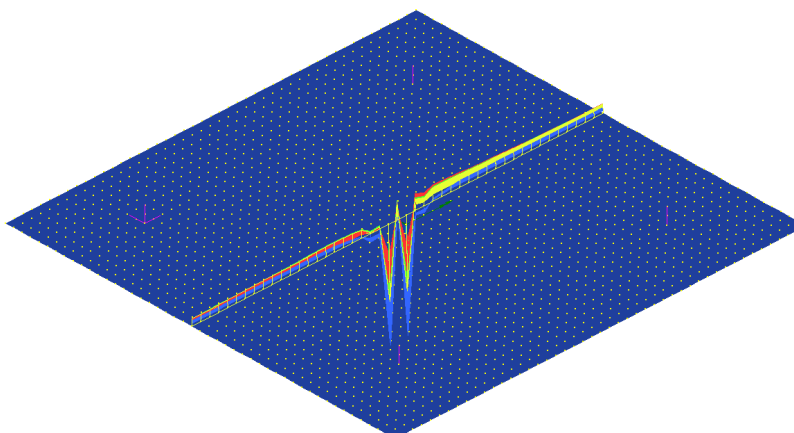


Figura 8.8 Andamento del momento flettente m_{yy}

Si precisa che l'armatura è stata dimensionata in modo tale da garantire la resistenza della sezione di larghezza pari a 1,00 m posta in corrispondenza dei picchi di tensione; la stessa armatura è stata prevista comunque per tutta la lunghezza della piattabanda, in entrambe le direzioni.

A lato dei momenti flettenti che sono stati presi in considerazione nelle verifiche perché più gravosi, si riporta la combinazione che genera quel valore di sollecitazione.

$$M_{Sd}^{+}_{max, SLE} = 2434,90 \text{ kNm} \quad (TI)$$

$$M_{Sd}^{-}_{min, SLE} = -1113,16 \text{ kNm} \quad (TI)$$

$$M_{Sd}^{+}_{max, SLU} = 3577,66 \text{ kNm} \quad (UI)$$

$$M_{Sd}^{-}_{min, SLU} = -1744,44 \text{ kNm} \quad (UI)$$

8.5.4 Verifiche strutturali

Verifica a flessione

$$M_{Sd}^{+}_{max, SLE} = 2434,90 \text{ kNm}$$

$$\text{risulta: } \sigma_c = 3,86 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 279,5 \text{ N/mm}^2 < 0,8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{Sd}^{-}_{min, SLE} = -1113,16 \text{ kNm}$$

$$\text{risulta: } \sigma_c = 2,16 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 199,2 \text{ N/mm}^2 < 0,8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

Il momento sollecitante massimo allo stato limite ultimo vale:

$$M_{Sd}^{+}_{max, SLU} = 3577,66 \text{ kNm}$$

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione, risulta un momento ultimo resistente:

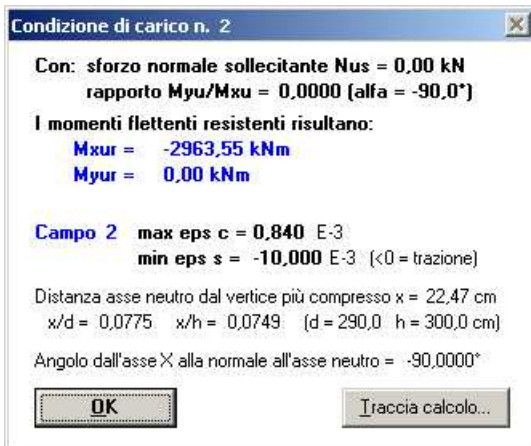
$$M_{Rd} = 4251,43 \text{ kNm} > M_{Sd, SLU} = 3577,66 \text{ kNm}$$



Il momento sollecitante massimo allo stato limite ultimo vale:

$$M_{Sd}^{+}_{max, SLU} = -1744,44 \text{ kNm}$$

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione, risulta un momento ultimo resistente:
 $M_{Rd} = 2963,55 \text{ kNm} > M_{Sd, SLU} = 1744,44 \text{ kNm}$



Verifica a punzonamento

La resistenza a punzonamento della sezione è pari a:
 $P_{Rd} = f_{ctd} B_y h = 1,32 \times 4,60 \times 3,00 \text{ m} = 18257,36 \text{ kN}$

Noto lo sforzo assiale massimo nella colonna (*paragrafo 8.5.3*), pari a:
 $N_{Sd} = 5551,31 \text{ kN}$

la verifica è soddisfatta perché la resistenza è maggiore della sollecitazione.

9. VERIFICA DELLE SPALLE

L'intervento prevede l'allargamento delle due spalle esistenti lato carreggiata sud per mezzo della costruzione di una struttura con caratteristiche tali da garantire l'appoggio delle tre nuove travi che sostengono l'impalcato. La fondazione sarà costituita da due pali di diametro 1200 mm collegati da una piattabanda sulla quale appoggeranno le travi.

La configurazione geometrica della spalla esistente e la separazione fisica tra la stessa e il blocco di fondazione dei micropali trasversali fa sì che la spalla che sostiene l'allargamento sia indipendente da quella esistente.

Si verificano quindi separatamente la spalla esistente e quella prevista in progetto per l'allargamento.

Si riportano le verifiche della spalla sud, caratterizzata da una geometria che la rende strutturalmente più critica rispetto alla spalla nord.

9.1 Verifica della piattabanda

9.1.1 Sezioni e schema statico

Le sollecitazioni sulla piattabanda dei due nuovi pali della spalla sono state valutate considerando lo schema statico illustrato in figura.

Si considera che la struttura sia appoggiata in corrispondenza dei due pali di fondazione; le due mensole laterali sulle quali si scaricano le due travi di bordo sono incastrate al corpo principale in corrispondenza delle sezioni A-A e B-B; solo la sezione B-B sarà oggetto di verifica visto il maggiore stato di sollecitazione della stessa.

Per il calcolo dell'armatura del corpo principale della piattabanda sono state considerate le più gravose sollecitazioni derivanti dallo schema statico di trave appoggiata e da quello di trave incastrata in corrispondenza dei pali.

Si precisa che nel calcolo è stato trascurato il contributo di resistenza dato dai quattro micropali sui quali è fondato il blocco esistente, come meglio specificato nel paragrafo relativo alla verifica del blocco centrale (sezioni C-C e D-D).

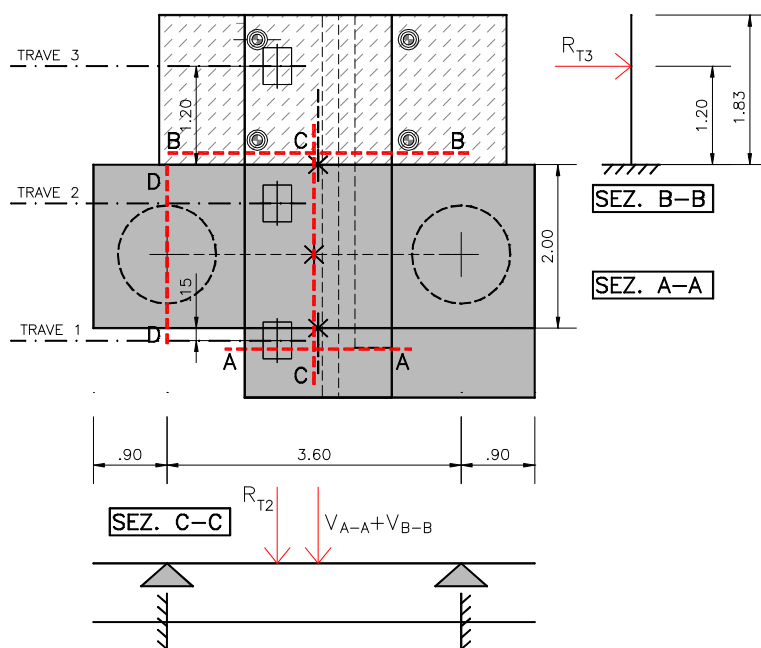


Figura 9.1 Schema statico per l'analisi della piattabanda della spalla

Le caratteristiche geometriche delle tre sezioni analizzate sono:

SEZIONE A-A

Base $b = 180$ cm

Altezza $h = 172$ cm

Altezza utile $d = 162$ cm (armature superiori)

$d' = 164$ cm (armature inferiori)

Copriferro $c_{\min} = 5$ cm

Armature strato 1: $A_{s1} = 10 \phi 24 = 45,24$ cm² $y = 10$ cm (dal lembo superiore)

Armature strato 2: $A_{s1} = 6 \phi 14 = 9,24$ cm² $y = 58$ cm (dal lembo superiore)

Armature strato 3: $A_{s1} = 6 \phi 14 = 9,24$ cm² $y = 114$ cm (dal lembo superiore)

Armature strato 4: $A_{s2} = 8 \phi 14 = 12,32$ cm² $y = 164$ cm (dal lembo superiore)

SEZIONE B-B

Base $b = 180$ cm

Altezza $h = 172$ cm

Altezza utile $d = 162$ cm (armature superiori)

$d' = 164$ cm (armature inferiori)

Copriferro $c_{\min} = 5$ cm

Armature strato 1: $A_{s1} = 10 \phi 24 = 45,24$ cm² $y = 10$ cm (dal lembo superiore)

Connettori strato 2: $A_{s1} = 6 \phi 14 = 9,24$ cm² $y = 58$ cm (dal lembo superiore)

Connettori strato 3: $A_{s1} = 6 \phi 14 = 9,24$ cm² $y = 114$ cm (dal lembo superiore)

Connettori strato 4: $A_{s2} = 8 \phi 14 = 12,32$ cm² $y = 164$ cm (dal lembo superiore)

SEZIONE C-C

Base $b = 200$ cm

Altezza $h = 172$ cm

Altezza utile $d = 164$ cm (armature superiori)

$d' = 162$ cm (armature inferiori)

Copriferro $c_{\min} = 5$ cm

Armature strato 1: $A_{s1} = 12 \phi 24 = 54,29$ cm² $y = 8$ cm (dal lembo superiore)

Armature strato 2: $A_{s1} = 4 \phi 20 = 12,56$ cm² $y = 60$ cm (dal lembo superiore)

Armature strato 3: $A_{s1} = 4 \phi 20 = 12,56$ cm² $y = 116$ cm (dal lembo superiore)

Armature strato 4: $A_{s1} = 12 \phi 20 = 31,42$ cm² $y = 142$ cm (dal lembo superiore)

Armature strato 5: $A_{s2} = 12 \phi 24 = 54,29$ cm² $y = 162$ cm (dal lembo superiore)

Staffe: $A_{sw} = 6 \phi 18 = 15,24$ cm² (3 staffe 2 bracci)

9.1.2 Caratteristiche dei materiali

Per la piattabanda si assumono le seguenti caratteristiche dei materiali e limitazioni tensionali:

$$f_{ck} = 0,83 \times 35 = 29,05 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza caratteristica a compressione del cls (} R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

$$f_{cd} = 0,85 f_{ck} / 1,5 = 16,46 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza di calcolo a compressione del cls}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / 1,15 = 391 \text{ N/mm}^2 \text{ tensione di calcolo per acciaio B450C (} f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

$$\sigma_{c,LIM} = 0,60 f_{ck} = 0,60 \times 29,05 = 17,43 \text{ N/mm}^2 \text{ per la combinazione rara}$$

$$\sigma_{c,LIM} = 0,45 f_{ck} = 0,45 \times 29,05 = 13,07 \text{ N/mm}^2 \text{ per la combinazione quasi permanente}$$

$$\sigma_{s,LIM} = 0,8 f_{yk} = 0,8 \times 450 = 360 \text{ N/mm}^2$$

9.1.3 Sezione A-A

9.1.3.1 Analisi dei carichi

1) Pesi propri q_1

Paraghiaia, orecchio, cordolo: $G_1 = (0,85 \times 0,40 + 2,20 \times 0,50) \times 1,70 \times 25 + (0,60 \times (0,60 + 0,34) + 0,60 \times 0,60) \times 2,60 \times 25 = 97,86 \text{ kN}$

Terreno: $G_1 = 0,35 \times 2,20 \times 1,70 \times 20 = 26,18 \text{ kN}$

Piattabanda: $G_1 = 0,85 \times 3,55 \times 1,72 \times 25 = 129,75 \text{ kN}$

Reazione della trave: $G_1 = 204,40 \text{ kN}$

2) Permanenti portati q_2

Reazione della trave: $G_2 = 249,32 \text{ kN}$

3) Azioni variabili q_1 e q_5

Reazione della trave: $Q_1 = 339,23 \text{ kN (massima)}$

Vento: $Q_5 = (3,00 + 5,20) \times 24,01 \times 0,5 = 98,43 \text{ kN (trazione)}$

Si precisa che tutte le forze sono verticali a differenza di Q_5 , che rappresenta l'azione del vento e genera trazione sulla sezione; prudenzialmente si è considerato il vento spirante dall'autostrada verso l'esterno sia sull'impalcato sia sulla barriera antirumore; ai fini del calcolo del momento flettente, tale forza agisce alla base dell'appoggio perchè quest'ultimo non è in grado di trasmettere momento.

Le altre azioni provocano sollecitazioni trascurabili ai fini della verifica della sezione in esame.

9.1.3.2 Sollecitazioni

Si riporta in tabella il riassunto delle sollecitazioni, che saranno utilizzate per il calcolo delle sollecitazioni sulle sezioni C-C e D-D. Vista la geometria dell'elemento strutturale in esame infatti si ritiene superflua la verifica della sezione A-A, che presenterà le stesse armature previste per la sezione B-B.

	V	e_T	M_T
	[kN]	[m]	[kNm]
<u>Pesi propri (g1)</u>			
Piattabanda	129,75	0,425	55,14
Paraghiaia, orecchio, cordolo	97,86	0,850	83,18
Terreno	26,18	0,175	4,58
Reazione trave (1)	204,40	0,150	30,66
Totale	458,19	0,379	173,57
<u>Permanenti portati (g2)</u>			
Reazione trave (1)	249,32	0,150	37,40
<u>Carichi variabili</u>			
Reazione della trave 1 (q1)	339,23	0,150	50,88
Frenata (q3)			
Vento (q5)			110,24
Combinazione SLE	1046,74		327,99
Combinazione SLU	1450,50	0,316	458,32

Si precisa che il momento flettente provocato dal vento è stato calcolato come prodotto tra la forza orizzontale (98,43 kN) e l'eccentricità della stessa rispetto al centro geometrico della sezione di calcolo (0,26 m+1,72 m/2 = 1,12 m, con 0,26 m altezza media del baggiolo). L'eccentricità e_T è la distanza tra il punto di applicazione del carico e l'incastro della mensola che schematizza l'elemento strutturale (Figura 9.1).

9.1.4 Sezione B-B

9.1.4.1 Analisi dei carichi

1) Pesi propri q_1

Paraghiaia:	$G_1 = 1,83 \times 0,40 \times 1,70 \times 25 = 31,11$ kN
Terreno:	$G_1 = 1,83 \times 1,855 \times 1,70 \times 20 = 115,42$ kN
Piattabanda (parte centrale):	$G_1 = 1,83 \times 1,80 \times 1,72 \times 25 = 141,64$ kN
Piattabanda (parti laterali):	$G_1 = 1,50 \times 2,40 \times 1,50 \times 25 = 168,13$ kN
Reazione della trave:	$G_1 = 204,40$ kN

2) Permanenti portati q_2

Reazione della trave:	$G_2 = 41,38$ kN
Peso pavimentazione (retro-spalla):	$G_2 = 1,83 \times 1,855 \times 0,15 \times 22 = 11,20$ kN

3) Azioni variabili q_1 e q_5

Reazione della trave:	$q_1 = 511,59$ kN
Carico mobile (retro-spalla):	$q_1 = 1,83 \times 1,855 \times 20 = 67,89$ kN

Si considera che sul rilevato a tergo della spalla agisca un carico mobile uniformemente distribuito di 20 kN/m².

9.1.4.2 Sollecitazioni

Si riporta in tabella il riassunto delle sollecitazioni:

	V	e _T	M _T
	[kN]	[m]	[kNm]
Pesi propri (g1)			
Piattabanda (parte centrale)	141,64	0,915	129,60
Piattabanda (b. laterali)	168,13	0,915	153,84
Paraghiaia	31,11	0,915	28,47
Terreno	115,42	0,915	105,61
Reazione trave (3)	204,40	1,200	245,28
Totale	660,70	1,003	662,80
Permanenti portati (g2)			
Peso della pavimentaz. (b. a tergo)	11,20	0,915	10,25
Reazione trave (3)	41,38	1,200	49,66
Carichi variabili			
Carico mobile (blocco a tergo)	67,893	0,915	62,12
Reazione della trave 3 (q1)	511,59	1,200	613,91
Combinazione SLE	1292,77		1398,73
Combinazione SLU	1753,12	1,08	1897,27

Si precisa che e_T è la distanza tra il punto di applicazione del carico e l'incastro della mensola che schematizza l'elemento strutturale (Figura 9.1).

9.1.4.3 Verifiche

Verifica a flessione

$$M_{Sd, \max, SLE} = 1398,73 \text{ kNm}$$

$$N_{Sd} = 0,00 \text{ kN}$$

$$\text{risulta: } \sigma_c = 3,16 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 185,9 \text{ N/mm}^2 < 0,8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

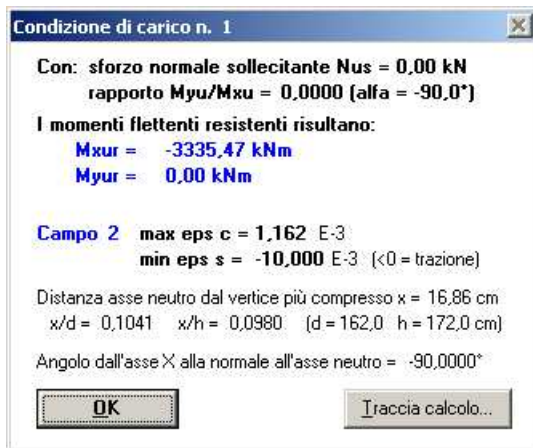
Le sollecitazioni allo stato limite ultimo sono:

$$M_{Sd \max, SLU} = 1897,27 \text{ kNm}$$

$$N_{Sd} = 0,00 \text{ kN}$$

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione, risulta un momento ultimo resistente:

$$M_{Rd} = 3335,47 \text{ kNm} > M_{Sd, SLU} = 1897,27 \text{ kNm}$$



Verifica della mensola

Si riportano i risultati della verifica dell'elemento strutturale schematizzato come mensola; le verifiche sono state eseguite secondo la letteratura tecnica (*Progetto agli stati limite delle strutture in c.a.*, Migliacci, Mola) per mezzo di un foglio di calcolo appositamente redatto.

Si precisa che nel calcolo si è considerata una forza orizzontale sulla mensola pari al 10% della forza verticale, sovrastimando di fatto l'effettiva forza trasmessa dagli appoggi all'elemento strutturale in esame.

VERIFICA DELLA MENSOLA			
<u>Verifica della geometria</u>			
Distanza tra il carico e il filo esterno dell'appoggio	$a_v =$	1,08 m	
Altezza della mensola	$h =$	1,72 m	
Verifica della tipologia della mensola	$a_v/h =$	0,63	MENSOLA MEDIAMENTE TOZZA
<u>Caratteristiche dei materiali</u>			
Calcestruzzo:	$R_{ck} =$	35,00 N/mm ²	
	$f_{ck} =$	29,05 N/mm ²	
	$f_{cd} =$	16,46 N/mm ²	
	$f_{ctd} =$	1,32 N/mm ³	
Acciaio	$f_{yk} =$	450 N/mm ²	
	$f_{yd} =$	391 N/mm ²	
<u>Azioni sollecitanti allo SLU</u>			
Forza verticale	$V_{Sd} =$	1753,1 kN	
Forza orizzontale	$H_{Sd} =$	175,3 kN	(prudenzialmente 10% V_{Sd})
Tangente dell'angolo β_d	$tg \beta_d =$	10,0 rad	
Tangente dell'angolo θ	$tg \theta =$	1,16	
<u>Caratteristiche geometriche e armatura</u>			
Profondità della mensola	$b_w =$	1,80 m	
Copri ferro armature superiori	$c =$	0,10 m	
Altezza utile (0,9 d)	$d =$	1,62 m	
Distanza u	$u =$	0,36 m	
Armatura superiore della mensola	$A_{s, sup} =$	4524 mm ²	10 ϕ 24 (h=10 cm)
Armatura intermedia	$A_{s, int} =$	924 mm ²	6 ϕ 14 (h=58 cm)
	$A_{s, int} =$	924 mm ²	6 ϕ 14 (h=114 cm)
Armatura inferiore	$A_{s, inf} =$	1232 mm ²	8 ϕ 14 (h=164 cm)
Armatura totale	$A_{s, tot} =$	7604 mm ²	
Per la sicurezza di esercizio	$A_{s, diff.} =$	3080 mm ²	OK $A_{s, diff.} > 40\% A_{s, sup}$
<u>Sollecitazioni allo SLU</u>			
Sforzo nell'armatura	$N_{Sd} =$	1684,9 kN	
Sforzo nel calcestruzzo	$N_{Cs_d} =$	2313,5 kN	
<u>Resistenze di progetto</u>			
Resistenza del tirante	$N_{S_{Rd}} =$	1768,9 kN	
Resistenza del puntone	$N_{C_{Rd}} =$	7517,4 kN	
<u>Verifica</u>			
Lato acciaio		OK	
Lato calcestruzzo		OK	

9.1.5 Sezioni C-C e D-D

9.1.5.1 Analisi dei carichi

1) Pesi propri g_1

Paragliaia:

$$G_{1'} = 2,00 \times 0,40 \times 1,70 \times 25 = 34,00 \text{ kN}$$

Terreno:

$$G_{1'} = 2,00 \times 2,20 \times 1,70 \times 20 = 149,60 \text{ kN}$$

Piattabanda:

$$g_{1'} = 2,00 \times 1,72 \times 25 = 86,00 \text{ kN/m}$$

Reazione della trave 2:

$$G_{1'} = 204,40 \text{ kN}$$

Reazione blocco 1 (sez. A):

$$G_{1'} = 97,86 + 26,18 + 129,75 + 204,40 = 458,19 \text{ kN (vd. paragrafo 9.1.3.1)}$$

Reazione blocco 2 (sez. B): $G_1 = 141,64 + 168,13 + 31,11 + 115,42 + 204,40 = 660,70$ kN (vd. paragrafo 9.1.4.1)
Reazione totale dei blocchi: $G_1 = 458,19 + 660,70 = 1118,89$ kN

2) Permanenti portati g_2

Reazione della trave 1: $G_2 = 249,32$ kN
Reazione della trave 2: $G_2 = 41,38$ kN
Reazione della trave 3: $G_2 = 41,38$ kN
Peso pavimentaz. su blocco 2: $G_2 = 11,20$ kN (*)
Peso pavimentaz. blocco centr.: $G_2 = 2,00 \times 2,20 \times 0,15 \times 22$ kN/m³ = 14,52 kN (*)
(*) Peso della pavimentazione sulla parte di fondazione posta a tergo della spalla.

3) Azioni variabili q_1

Reazione della trave 1: $Q_1 = 339,23$ kN
Reazione della trave 2: $Q_1 = 379,97$ kN
Reazione della trave 3: $Q_1 = 511,59$ kN
Reazione del blocco 2: $Q_1 = 67,69$ kN
Carico mobile blocco centrale: $Q_1 = 2,00 \times 2,20 \times 20$ kN/m³ = 88,00 kN (**)
(**) Peso dei carichi mobili che gravano sulla parte di fondazione posta a tergo della spalla; si considera un carico uniformemente distribuito di 20 kN/m².

Si precisa che a favore di sicurezza per il calcolo del momento flettente e del taglio sono state considerate le reazioni massime delle travi dovute ai carichi mobili, anche se non contemporanee. Per l'analisi di torsione si è considerata la disposizione dei carichi mobili che massimizza questa sollecitazione.

Si riportano in figura gli schemi di carico della trave per le tre condizioni. L'analisi delle sollecitazioni di momento flettente e taglio è stata fatta con il programma agli elementi finiti STRAUS, considerando sia lo schema statico di trave incastrata in corrispondenza dei pali, sia quello di trave appoggiata (Figura 9.1).

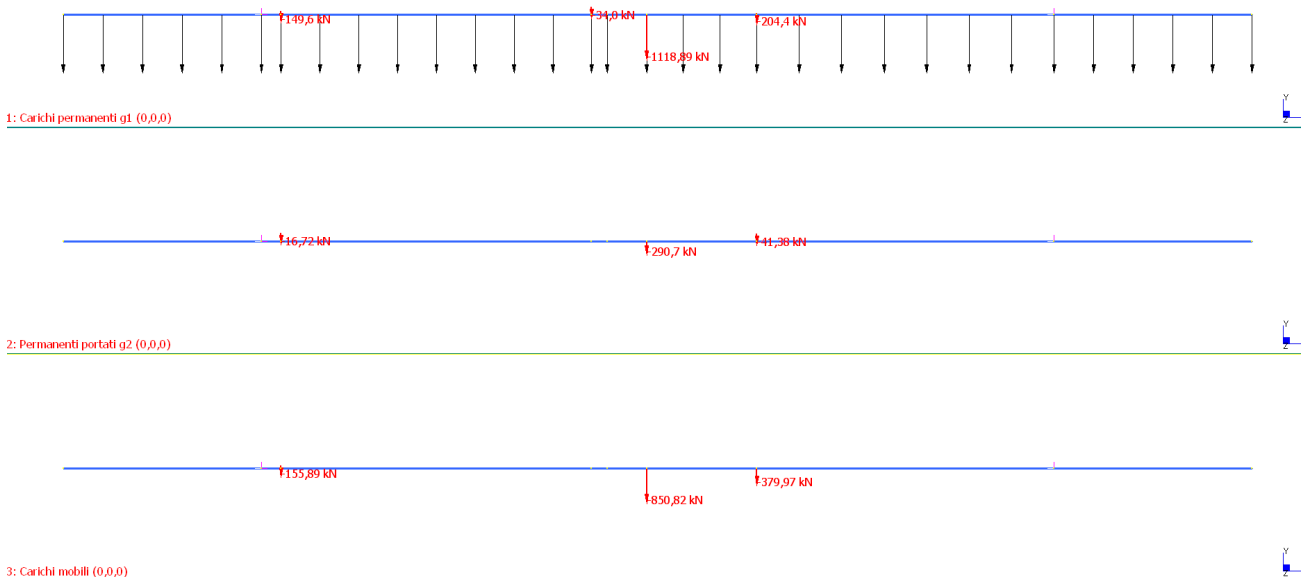


Figura 9.2 Distribuzione dei carichi sulla piattabanda (blocco centrale)

4) Frenata q_3

La forza frenante sulla spalla è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 distribuita su 96,30 m (parte caricata) ed è uguale a:

$$F_L = (0,6 \times 600 + 0,1 \times 27,0 \times 96,3) / 2 \times (4,50 / 15,65) = 89,14 \text{ kN}$$

Si considera che tutta l'azione frenante si scarichi sulla carreggiata sud ($l=15,65 \text{ m}$); il valore sopra calcolato si riferisce alla quota parte relativa all'allargamento ($l=4,50 \text{ m}$), ovvero a tre travi.

Prudenzialmente si considera nel calcolo che la forza relativa alla trave centrale provochi azione assiale sulla sezione di verifica:

$$N_{q3} = 89,14 / 3 = 29,71 \text{ kN}$$

4) Variazione termica e ritiro (ϵ_2, ϵ_3)

Si considera nel calcolo:

- Ritiro (come DT equivalente; vd. *paragrafo 2.3.1*): $\Delta T = \pm 10^\circ\text{C}$
- Variazione termica: $\Delta T = \pm 25^\circ\text{C}$; $\alpha = 1,2 \times 10^{-5}$ (p.to 3.5.7 D.M. 2008)

Considerando la presenza di 3 appoggi con rigidezza orizzontale k_e (*paragrafo 7.1*) pari a $7,07 \text{ kN/mm}$, la forza agente sulla parte in allargamento della spalla risulta pari a:

- Ritiro: $F_{\Delta T, e} = 3 \times 7,07 \times 1,2 \times 10^{-5} \times 10^\circ\text{C} \times 100\text{m} / 2 = 127,48 \text{ kN}$
- Variazione termica: $F_{\Delta T} = 3 \times 7,07 \times 1,2 \times 10^{-5} \times 25^\circ\text{C} \times 100\text{m} / 2 = 318,15 \text{ kN}$

La trave centrale trasmette alla sezione una forza pari a:

$$N_{\epsilon 2} = 127,48 / 3 = 42,49 \text{ kN}$$

$$N_{\epsilon 3} = 318,15 / 3 = 106,05 \text{ kN}$$

9.1.5.2 Sollecitazioni

Come descritto in precedenza, sono state considerate le più gravose sollecitazioni derivanti dallo schema statico di trave appoggiata e da quello di trave incastrata in corrispondenza dei pali.

Dal modello agli elementi finiti sono state ricavate le sollecitazioni di momento flettente e taglio; si riassumono i valori nella tabella riportata alla fine del paragrafo.

Lo sforzo assiale provocato da frenata, variazione termica e ritiro è:

$$N_{Sd, SLE} = 29,71 + 42,49 + 106,05 = 178,26 \text{ kN}$$

$$N_{Sd, SLU} = 29,71 \times 1,5 + 42,49 \times 1,2 + 106,05 \times 1,2 = 222,82 \text{ kN}$$

Le reazioni delle travi e i pesi de blocchi 1 e 2 generano torsione sulla trave in esame, come evidenziato nella figura che segue.

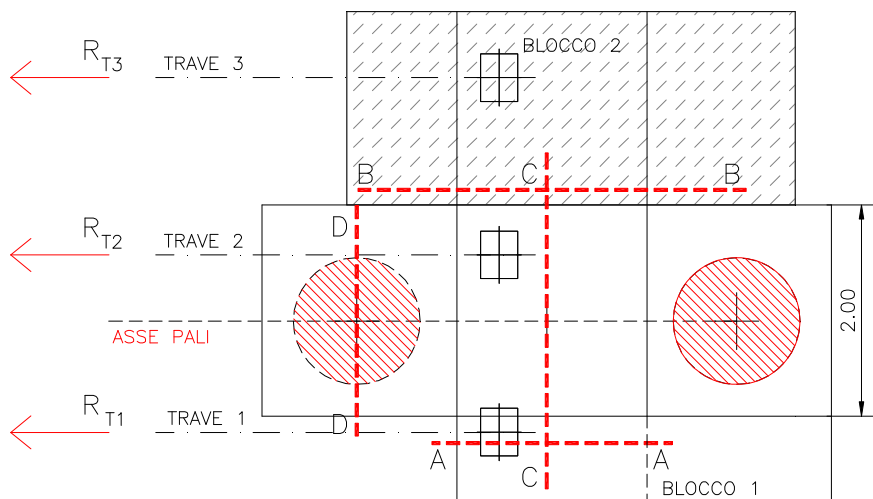


Figura 9.3 Schema per il calcolo della torsione

Si precisa che tra tutte le combinazioni possibili, quella che provoca il massimo momento torcente è quella che massimizza le reazioni sul blocco 2 e minimizza quelle sul blocco 1.

La disposizione dei carichi mobili che massimizza la reazione della trave sul blocco 2 (R_{T3}) è la stessa di quella che minimizza la reazione sul blocco 1 (R_{T1}) al fine di ottenere la massima torsione; si rimanda al *paragrafo 3.2.3* per l'analisi dettagliata delle reazioni dovute ai carichi mobili.

Per il calcolo specifico dei pesi e delle reazioni delle travi sui blocchi 1 e 2 si rimanda alle tabelle relative alle verifiche delle sezioni A-A e B-B (*paragrafi 9.1.3.2 e 9.1.4.2*); alle stesse si rimanda per il calcolo delle eccentricità e_T (quelle per il calcolo della torsione sono quelle delle tabelle sopra citate alle quali è stata aggiunta la distanza tra l'asse dei pali e l'asse delle sezioni A-A e B-B, rispettivamente 0,90 m e 1,10 m).

	N	e_T	M_T	γ
	[kN]	[m]	[kNm]	SLU
Blocco 2				
Pesi propri (g1)	660,70	2,10	1387,47	1,35
Permanenti portati (r. trave) (g2)	41,38	2,30	95,17	1,50
Pavimentazione (blocco a tergo)	11,20	2,02	22,63	1,50
Carichi variabili (reaz. trave)	511,59	2,30	1176,66	1,50
Carichi variabili (blocco a tergo)	67,89	2,02	137,14	1,50
Blocco 1				
Pesi propri (g1)	458,19	-1,28	-585,94	1,00
Permanenti portati (reaz. trave) (g2)	249,32	-1,05	-261,79	1,00
Carichi variabili (reaz. trave)	111,55	-1,05	-117,13	1,00
Blocco centrale				
Pesi propri reaz. trave (g1)	204,40	0,63	128,00	1,35
Pesi propri blocco, terreno, paragh.	648,00	0,10	64,80	1,35
Permanenti portati (reaz. trave) (g2)	41,38	0,63	25,91	1,50
Pavimentazione (blocco a tergo)	14,52	0,10	1,45	1,50
Carichi variabili (reaz. trave)	311,10	0,63	194,81	1,50
Carichi variabili (blocco a tergo)	88,00	0,10	8,80	1,50

Allo stato limite ultimo la torsione è pari a:

$$M_T = (1387,47 \times 1,35 + 95,17 \times 1,50 + 22,63 \times 1,50 + 1176,66 \times 1,50 + 137,14 \times 1,50 - 585,94 - 261,79 - 117,13 + 128,00 \times 1,35 + 64,80 \times 1,35 + 25,91 \times 1,50 + 1,45 \times 1,50 + 194,81 \times 1,50 + 8,80 \times 1,50) / 2 = 1831,19 \text{ kNm}$$

Si riporta in tabella il riassunto delle sollecitazioni, calcolate in parte analiticamente (torsione e sforzo assiale), in parte con modello agli elementi finiti (flessione e taglio).

	SLU	SLE	
Momento positivo max	3691,73	2588,94	kNm
Momento negativo max	-2017,75	-1415,47	kNm
Sforzo assiale	222,82	178,26	kN
Taglio	2681,75	--	kN
Torsione	1831,19	--	kNm

9.1.5.3 Verifiche

Poiché la sezione è soggetta a torsione, parte delle armature longitudinali sono necessarie per soddisfare questa verifica; le armature previste per soddisfare le verifiche flessionali e torsionali sono specificate in tabella.

	FLESSIONE M+	FLESSIONE M-	TORSIONE (minima)	TOTALE
STRATO 1	--	10 ϕ 24	2 ϕ 24 ^(*)	12 ϕ 24
STRATO 2	--	--	4 ϕ 20	4 ϕ 20
STRATO 3	--	--	4 ϕ 20	4 ϕ 20
STRATO 4	7 ϕ 20	--	5 ϕ 20 ^(**)	12 ϕ 20
STRATO 5	12 ϕ 24	--	--	12 ϕ 24

(*) Armatura nello strato 1 o 5 rispettivamente in campata o all'appoggio.

(**) Armatura minima disponibile per la torsione.

Verifica a flessione

$$M_{Sd, max, SLE}^+ = 2588,94 \text{ kNm}$$

$$N_{Sd} = 178,26 \text{ kN (trazione)}$$

$$\text{risulta: } \sigma_c = 5,09 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 294,10 \text{ N/mm}^2 < 0,8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{Sd, min, SLE}^- = -1415,47 \text{ kNm}$$

$$N_{Sd} = 178,26 \text{ kN (trazione)}$$

$$\text{risulta: } \sigma_c = 2,99 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 221,7 \text{ N/mm}^2 < 0,8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

Le sollecitazioni allo stato limite ultimo sono:

$$M_{Sd, max, SLU}^+ = 3691,73 \text{ kNm}$$

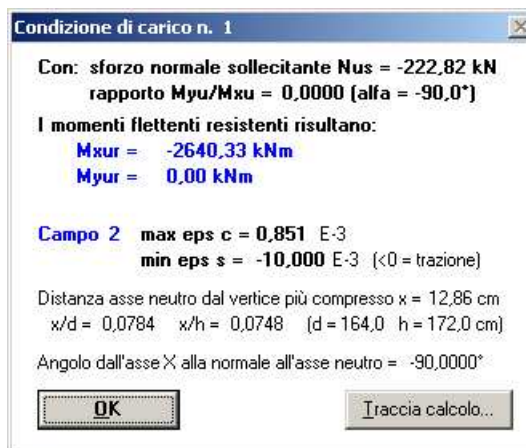
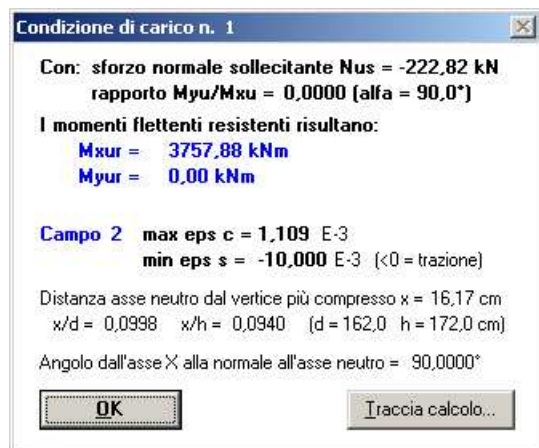
$$M_{Sd, min, SLU}^- = -2017,75 \text{ kNm}$$

$$N_{Sd} = 222,82 \text{ kN (trazione)}$$

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione con le armature disponibili per la flessione (ovvero non considerando quelle necessarie per la torsione), risulta un momento ultimo resistente:

$$M_{Rd}^+ = 3757,88 \text{ kNm} > M_{Sd, SLU}^+ = 3691,73 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd}^- = 2640,33 \text{ kNm} > M_{Sd, SLU}^- = 2017,75 \text{ kNm}$$



Verifica a taglio e torsione

VERIFICA A TAGLIO ALLO STATO LIMITE ULTIMO (D.M. 14/01/2008)

$$\begin{aligned} V_{Sd} &= 2681,75 \text{ kN} \\ R_{ck} &= 35,0 \text{ N/mm}^2 \\ f_{yk} &= 450 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{cd} &= 16,5 \text{ N/mm}^2 && \text{resistenza di calcolo a compressione del cls} && = 0,85 f_{ck} / 1,5 \\ f'_{cd} &= 8,2 \text{ N/mm}^2 && \text{resistenza a compress. ridotta del cls d'anima} && = 0,5 f_{cd} \\ f_{yd} &= 391 \text{ N/mm}^2 && \text{tensione di calcolo dell'acciaio} && = f_{yk} / 1,15 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b_w &= 200 \text{ cm} && \text{larghezza minima della sezione} \\ h &= 172 && \text{altezza della sezione} \\ c &= 10 && \text{copriferro} \\ d &= 162 \text{ cm} && \text{altezza utile della sezione} \\ \theta &= 37^\circ && \text{inclinazione dei puntoni di calcestruzzo} \\ A_{sw} &= 8,04 \text{ cm}^2 && \text{area dell'armatura trasversale} = 4 \text{ } \varnothing 16 \\ s &= 20 \text{ cm} && \text{interasse tra due armature trasversali consecutive} \\ \alpha &= 90^\circ && \text{angolo di inclinazione dell'armatura trasversale} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{cp} &= 0,00 \text{ N/mm}^2 && \text{tensione media di compressione nella sezione} \\ \sigma_{cp}/f_{cd} &= 0,00 \\ \alpha_c &= 1,00 \end{aligned}$$

Resistenza di calcolo del calcestruzzo d'anima:

$$V_{Rcd} = 11536 \text{ kN} = 0,9 d b_w \alpha_c f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

Resistenza di calcolo dell'armatura trasversale:

$$V_{Rsd} = 3045 \text{ kN} = 0,9 d A_{sw}/s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \sin\alpha$$

Verifica:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) = 3045 \text{ kN} > 2682 \text{ kN} = V_{Sd}$$

VERIFICA A TORSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO (D.M. 14/01/2008)

$T_{Sd} =$	1831,19	kN		
$R_{ck} =$	35,0	N/mm ²		
$f_{yk} =$	450	N/mm ²		
$f_{cd} =$	15,4	N/mm ²	resistenza di calcolo a compressione del cls	= 0,85 $f_{ck} / 1,5$
$f'_{cd} =$	7,7	N/mm ²	resistenza a compress. ridotta del cls d'anima	= 0,5 f_{cd}
$f_{yd} =$	391	N/mm ²	tensione di calcolo dell'acciaio	= $f_{yk} / 1,15$
$h =$	172	cm	altezza della sezione	
$c =$	10	cm	copriferro	
$b_w =$	200	cm	larghezza minima della sezione	
$d =$	162	cm	altezza utile della sezione	
$\theta =$	37	°	inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	
$A_{sw} =$	2,01	cm ²	area della sezione di un braccio della staffa	= 1 Ø 16
$A_{sL} =$	104,18	cm ²	area dell'armatura longitudinale aggiuntiva	= 14 Ø 24 = 8 Ø 20 = 5 Ø 20
$s =$	20	cm	interasse tra due armature trasversali consecutive	
$\alpha =$	90	°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale	
$A_c =$	34400	cm ²	area della sezione (da calcolare solo se la sezione non è rettangolare)	
$u =$	744	cm	perimetro della sezione	"
$u_m =$	559	cm	perimetro della sezione	"
$t =$	46	cm	spessore della sezione cava	
$A =$	19338	cm ²	area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico	

Resistenza di calcolo del calcestruzzo:

$$T_{Rcd} = 6632 \text{ kN} = 2 A t f'_{cd} (\text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

Resistenza di calcolo dell'armatura trasversale:

$$T_{Rsd} = 2019 \text{ kNm} = 2 A t A_{sw} / s f_{yd} \text{ctg}\theta$$

Resistenza di calcolo dell'armatura longitudinale:

$$T_{Rsd} = 2125 \text{ kNm} = 2 A t A_l / u_m f_{yd} / \text{ctg}\theta$$

Verifica:

$$T_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) = 2019 \text{ kN} > 1831 \text{ kN} = V_{Sd}$$

La verifica combinata a taglio e torsione risulta soddisfatta.

9.2 Verifica dei pali

Si riportano le verifiche a carico limite e le verifiche strutturali dei pali. Lo schema assunto per il calcolo delle sollecitazioni è riportato in figura.

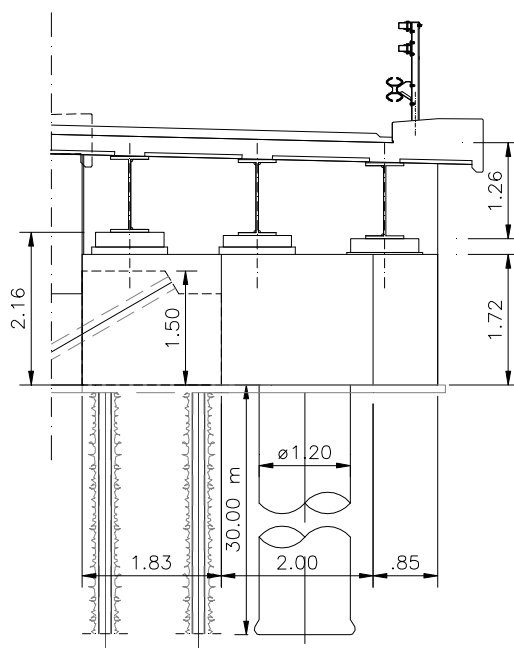


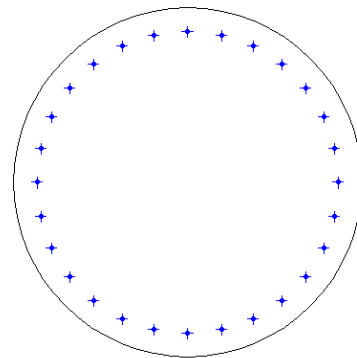
Figura 9.4 Schema della spalla

9.2.1 Sezioni e schema statico

Le sollecitazioni sui pali della spalla sono state valutate considerando la piattabanda appoggiata in corrispondenza dei due nuovi pali di diametro 120 cm; non si considera il contributo dei micropali esistenti, già realizzati nel precedente intervento di adeguamento strutturale del viadotto.

Le caratteristiche dei due nuovi pali sono le seguenti:

Diametro	$d = 120 \text{ cm}$
Altezza utile per taglio	$d = 98 \text{ cm}$
Copriferro	$c = 5 \text{ cm}$
Armatura (min. 8 m superiori)	$A_s = 28\phi 24 = 126,67 \text{ cm}^2$
Armatura (tratto inferiore)	$A_s = 14\phi 24 = 63,33 \text{ cm}^2$
Staffe	ST. spirale $\phi 14$ passo 25 cm
Lunghezza del palo	30 m



9.2.2 Caratteristiche dei materiali

I pali saranno realizzati con calcestruzzo classe C25/30.

Nelle verifiche si assumono le seguenti caratteristiche dei materiali:

$$f_{ck} = 0,83 \times 30 = 24,90 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza caratteristica a compressione del cls (} R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

$$f_{cd} = 0,85 f_{ck} / 1,5 = 14,11 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza di calcolo a compressione del cls}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / 1,15 = 391 \text{ N/mm}^2 \text{ tensione di calcolo per acciaio B450C (} f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

$$\sigma_{c,LIM} = 0,60 f_{ck} = 0,60 \times 24,90 = 14,94 \text{ N/mm}^2 \text{ per la combinazione rara}$$

$$\sigma_{c,LIM} = 0,45 f_{ck} = 0,45 \times 20,75 = 11,21 \text{ N/mm}^2 \text{ per la combinazione quasi permanente}$$

$$\sigma_{s,LIM} = 0,8 f_{yk} = 0,8 \times 450 = 360 \text{ N/mm}^2$$

9.2.3 Analisi dei carichi statici

1) Pesi propri

Paragliaia:	$g_1 = 0,40 \times 1,70 \times 4,70 \times 25 = 79,90 \text{ kN}$
Peso dell'orecchio:	$g_1 = 2,20 \times 1,70 \times 0,50 \times 25 = 46,75 \text{ kN}$
Peso del cordolo:	$g_1 = 2,60 \times (0,60 \times 0,60 + (0,60 - 0,26) \times 0,60) \times 25 = 36,66 \text{ kN}$
Terreno sopra il rinforzo:	$g_1 = 1,855 \times (1,70 + 1,72 - 1,50) \times 1,83 \times 20 = 130,35 \text{ kN}$
Blocco di rinforzo (già eseguito):	$g_1 = (4,25 \times 1,50 \times 1,83 + 1,35 \times 0,22 \times 1,83) \times 25 = 305,24 \text{ kN}$
Piattabanda (sopra i pali):	$g_1 = 5,40 \times 1,72 \times 2,00 \times 25 = 464,40 \text{ kN}$
Terreno sopra la piattabanda:	$g_1 = 2,20 \times 1,70 \times 2,00 \times 20 = 149,60 \text{ kN}$
Fondazione lato orecchio:	$g_1 = 3,55 \times 1,72 \times 0,85 \times 25 = 129,75 \text{ kN}$
Terreno lato orecchio:	$g_1 = 2,20 \times 1,70 \times 0,35 \times 20 = 26,18 \text{ kN}$

2) Pesi strutturali e permanenti portati dall'impalcato

Reazione delle travi:	$g_1 = 204,04 \text{ kN}$
Reazione della trave esterna T_1 :	$g_2 = 249,32 \text{ kN}$
Reazioni delle travi interne T_2 e T_3 :	$g_2 = 41,38 \text{ kN}$

3) Spinte del terreno

Spinta del terreno:	$g_1 = 0,5 \times 20 \times 0,26 \times (1,70 + 1,72)^2 \times 4,70 = 142,93 \text{ kN}$
Spinta della pavimentazione:	$g_2 = 3,30 \times 0,26 \times (1,70 + 1,72) \times 4,70 = 13,79 \text{ kN}$
Spinta dei carichi mobili:	$g_3 = 20,00 \times 0,26 \times (1,70 + 1,72) \times 4,70 = 83,58 \text{ kN}$

Si precisa che sono stati assunti:

Peso proprio del terreno:	$\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito del terreno:	$\phi = 36^\circ$
Coefficiente di spinta attiva:	$k_a = 0,26$
Peso della pavimentazione:	$q_{PAV} = 22,00 \text{ kN/m}^3 \times 0,15 \text{ m} = 3,30 \text{ kN/m}^2$
Sovraccarico dovuto ai carichi mobili:	$q_{C.M.} = 20,00 \text{ kN/m}^2$

4) Carichi mobili

Le sollecitazioni dovute ai carichi mobili sono state valutate effettuando l'equilibrio globale della struttura considerando le colonne di carico previste dalla normativa disposte in senso trasversale secondo le configurazioni più gravose illustrate in figura.

Si considerano gli effetti della colonna 1 affiancata a metà della colonna 2 (X), della colonna 1 con l'area rimanente caricata con il solo carico distribuito (Y) e gli effetti della sola colonna 1 nella posizione più eccentrica nelle due direzioni (Z e U).

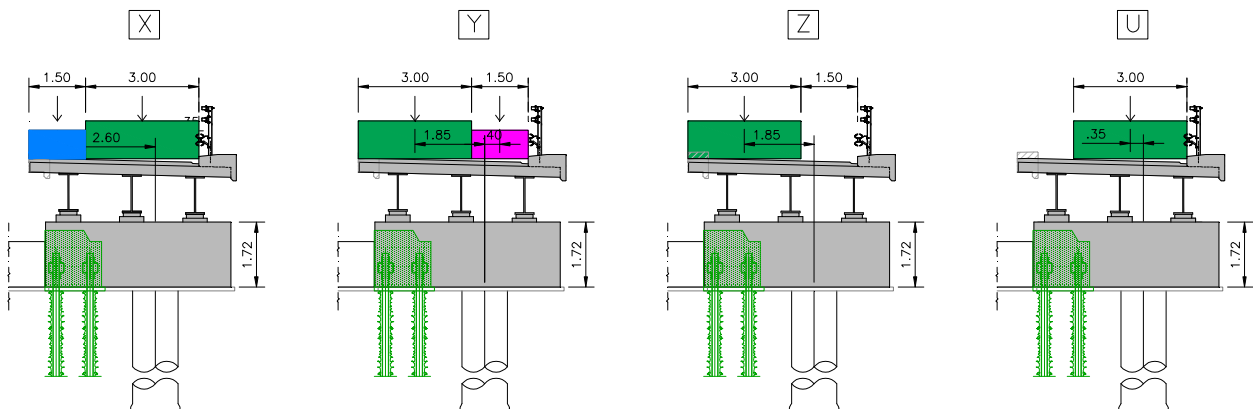


Figura 9.5 Disposizione trasversale delle colonne di carico mobile

In tabella sono riassunte le reazioni agenti sulla spalla per effetto delle colonne di carico considerate; lo schema statico assunto per il calcolo è quello di trave appoggiata sulla pila e sulla spalla con luce pari a 24,01 m.

REAZIONI	C1			C2			AC			
	[kN]	q	Q	q+Q	q	Q	q+Q	q	Q	q+Q
CARICO MOBILE		324,14	600,00	924,14	45,02	200,00	245,02	45,02	0,00	45,02

4) Vento

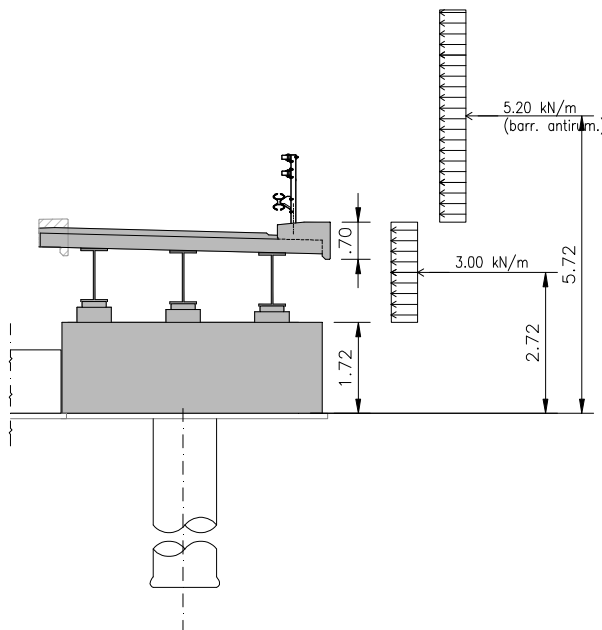


Figura 9.6 Azione del vento

Si rimanda al *paragrafo 2.7* per i dettagli sul calcolo delle pressioni dovute al vento; si riportano solo i risultati, precisando che il vento sul camion non è stato riportato perché meno gravoso rispetto a quello sulla barriera antirumore.

	VENTO	
	q ₅	e ^(*)
Vento sull'impalcato	3,00 kN/m	2,72 m
Vento sulla barr. antirumore	5,20 kN/m	5,72 m

(*) L'eccentricità è calcolata rispetto alla sommità dei pali.

5) Frenata

La forza frenante sulla spalla è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 distribuita su 96,30 m (parte caricata) ed è uguale a:

$$F_L = (0,6 \times 600 + 0,1 \times 27,0 \times 96,3) / 2 \times (4,50 / 15,65) = 89,14 \text{ kN}$$

Si considera che tutta l'azione frenante si scarichi sulla carreggiata sud (l=15,65 m); il valore sopra calcolato si riferisce alla quota parte relativa all'allargamento (l=4,50 m).

L'eccentricità è pari alla distanza tra la sommità dei pali e la base dell'appoggio:

$$e = 2,16 - 0,18 = 1,98 \text{ m}$$

(con 0,18 m altezza dell'appoggio)

6) Variazione termica e ritiro

Si considera nel calcolo:

- Variazione termica: $\Delta T = \pm 25^{\circ}\text{C}$; $\alpha = 1.2 \times 10^{-5}$ (p.to 3.5.7 D.M. 2008)
- Ritiro (come DT equivalente; vd. *paragrafo 2.3.1*): $\Delta T = \pm 10^{\circ}\text{C}$

Considerando la presenza di 3 appoggi con rigidità orizzontale k_e (*paragrafo 7.1*) pari a 7,07 kN/mm, la forza agente sulla parte in allargamento della spalla risulta pari a:

- Variazione termica: $F_{\Delta T} = 3 \times 7,07 \times 1.2 \times 10^{-5} \times 25^{\circ}\text{C} \times 100\text{m}/2 = 318,15 \text{ kN}$
- Ritiro: $F_{\Delta T} = 3 \times 7,07 \times 1.2 \times 10^{-5} \times 10^{\circ}\text{C} \times 100\text{m}/2 = 127,48 \text{ kN}$

Come nel caso della fenata, l'eccentricità è pari alla distanza tra la sommità dei pali e la base dell'appoggio:

$$e = 2,16 - 0,18 = 1,98 \text{ m}$$

9.2.4 Analisi dei carichi sismici

Si esegue un'analisi pseudostatica, nella quale l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico:

$$F = (M g) k = W k$$

dove M rappresenta la massa della spalla e k è il coefficiente sismico.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m S \frac{a_g}{g} \quad k_v = \pm 0,5 k_h$$

Per lo SLV e con:

$a_g = 0,21 \text{ g}$ accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido
 $S = 1,389$ categoria di sottosuolo C e categoria topografica T1
 $\beta_m = 0,31$ coefficiente di riduzione (p.to 7.11.6.2.1 del D.M. 14/01/2008)

si ottiene: $k_h = 0,090$, $k_v = \pm 0,045$

All'azione sismica va aggiunta la spinta del terreno retrostante la spalla che, in condizioni sismiche, può essere valutata secondo la teoria di *Mononobe-Okabe* mediante la relazione:

$$S = \frac{1}{2} \gamma H^2 L (1 + k_v) K_a$$

in cui H e L sono rispettivamente l'altezza e la lunghezza della spalla, γ è il peso specifico del terreno e K_a è il coefficiente di spinta attiva del terreno che vale:

$$\beta \leq \phi - \theta \quad K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta \quad K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta)}$$

con: $\theta = 5,41^{\circ}$

Si assume:

$\phi = 36^{\circ}$ angolo di resistenza a taglio del terreno
 $\delta = 0^{\circ}$ angolo di attrito tra terreno e muro

$\psi = 90^\circ$ inclinazione rispetto all'orizzontale della parete del muro
 $\beta = 0^\circ$ inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terreno

e quindi: $K_a = 0,312$
 $(1+k_v) \times K_a = 0,326$

I carichi agenti in fase sismica sono:

1) Pesi propri

Si rimanda al paragrafo precedente per l'analisi dettagliata.
La massa totale della spalla è pari a 1368,84 kN.

2) Pesi strutturali e permanenti portati dell'impalcato

Si rimanda al paragrafo precedente per l'analisi dettagliata.

3) Spinte del terreno

Spinta dinamica: $g_1 = 0,5 \times 20 \times 0,326 \times (1,70 + 1,72)^2 \times 4,70 = 179,25$ kN
Spinta della pavimentazione: $g_2 = 3,30 \times 0,326 \times (1,70 + 1,72) \times 4,70 = 17,30$ kN

4) Forza inerziale della spalla

Nota la massa complessiva della spalla, si ottengono le forze inerziali come descritto in precedenza:

Forza orizzontale: $F_H = k_h \times W = 0,090 \times 1368,84 = \pm 123,78$ kN

Forza verticale: $F_V = k_v \times W = 0,045 \times 1368,84 = \pm 61,89$ kN

5) Forze sismiche trasmesse dall'impalcato

Le forze sismiche trasmesse dall'impalcato sono state ottenute dal modello agli elementi finiti con il quale è stata analizzata la struttura (*paragrafo 1.7.3*).

Nel paragrafo successivo si riassumono sollecitazioni corrispondenti alle singole azioni.

9.2.5 Sollecitazioni corrispondenti alle singole azioni

Di seguito si riassumono le sollecitazioni risultanti dall'analisi per i singoli casi di carico, valutate nel baricentro dei pali.

Pesi propri

	PESO	e_T	e_L	M_T	M_L	N
	[kN]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]	[kN]
Peso paraghiaia	79,90	-0,59	-0,30	-47,14	-23,97	79,90
Peso dell'orecchio	46,75	1,50	-1,60	70,13	-74,80	46,75
Peso del cordolo	36,66	1,75	-1,40	64,16	-51,32	36,66
Peso del terreno sopra il blocco di rinforzo	130,35	-2,02	-1,43	-262,66	-186,41	130,35
Peso blocco di rinforzo già eseguito (spalla sud)	305,24	-2,02	-0,23	-615,07	-70,21	305,24
Peso della piattabanda	464,40	-0,10	0,00	-46,44	0,00	464,40
Peso del terreno sopra la piattabanda	149,60	-0,10	-1,60	-14,96	-239,36	149,60
Peso fondazione in corr. dell'orecchio	129,75	1,33	-0,93	171,92	-120,02	129,75
Peso del terreno in corrispondenza dell'orecchio	26,18	1,08	-1,60	28,14	-41,89	26,18
Totale				-651,93	-807,98	1368,84

Pesi strutturali e permanenti portati dell'impalcato:

	R1	R2	R3	M _T	M _L	N
e _T [m]	1,05	-0,63	-2,30	[kNm]	[kNm]	[kN]
e _L [m]	0,45	0,45	0,45			
g ₁ [kN]	204,4	204,4	204,4	-384,149	275,94	613,2
g ₂ [kN]	249,32	41,38	41,38	140,92	149,436	332,08

Spinte del terreno

	FORZA	e _T	e _L	M _T	M _L	N	V _L
	[kN]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
Spinta del terreno (f+p) (g ₃)	142,93	0,00	1,14	0,00	162,94	0	142,93
Spinta pavimentazione (g ₂)	13,79	0,00	1,71	0,00	23,58	0	13,79
Spinta del carico mobile (q ₁)	83,58	0,00	1,71	0,00	142,93	0	83,58

Carichi mobili:

MT, ML [kNm] N [kN]	ECCENTRICITA'				SCHEMA A		
	e _{C1}	e _{C2}	e _{AC}	e _{LONG}	M _T	M _L	N
CONFIGURAZIONE X	-0,35	-2,60	--	0,45	-960,50	526,12	1169,15
CONFIGURAZIONE Y	-1,85	--	0,40	0,45	-1691,64	436,12	969,15
CONFIGURAZIONE Z	-1,85	--	--	0,45	-1709,65	415,86	924,14
CONFIGURAZIONE U	-0,35	--	--	0,45	-323,45	415,86	924,14

Vento:

$$M_T = (3,00 \times 2,72 + 5,20 \times 5,72) \times 24,01 \times 0,5 = 454,95 \text{ kNm}$$

$$V_T = (3,00 + 5,20) \times 24,01 \times 0,5 = 98,43 \text{ kN}$$

Frenata:

$$M_L = 89,14 \text{ kNm}$$

$$V_L = 89,14 \times 1,98 = 176,49 \text{ kN}$$

Variazione termica e ritiro:

$$M_L = 318,15 \times 1,98 + 127,48 \times 1,98 = 882,34 \text{ kNm}$$

$$V_L = 318,15 + 127,48 = 445,63 \text{ kN}$$

Riassunto sollecitazioni statiche - sommità della palificata

	M _T	M _L	N	V _T	V _L
	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]
g ₁	-1036,08	-532,04	1982,04	0	0,00
g ₂	140,92	173,02	332,08	0	13,79
g ₃	0,00	162,94	0,00	0	142,93
Ritiro e ΔT	0,00	882,34	0,00	-38,45	445,63
q1, A, X	-960,50	526,12	1169,15	0	0,00
q1, A, Y	-1691,64	436,12	969,15	0	0,00
q1, A, Z	-1709,65	415,86	924,14	0	0,00
q1, A, U	-323,45	415,86	924,14	0	0,00
q1, spinta carichi mobili	0,00	142,93	0,00	0	83,58
frenata	0,00	176,49	0,00	0	89,14
vento sommità pali	-454,95	0,00	0,00	-98,43	0,00

RIASSUNTO SOLLECITAZIONI SISMICHE - SOMMITÀ DELLA PALIFICATA

	M _T	M _L	M	N	V _T	V _L	V
	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
g ₁ [kN]	-1036,08	-532,04	1164,70	1982,04	0,00	0,00	0,00
g ₂ [kN]	140,92	202,60	246,79	332,08	0,00	31,09	31,09
g ₃ [kN]	0,00	204,34	204,34	0,00	0,00	179,25	179,25
FORZA INERZIALE	142,91	142,91	149,20	0,00	123,78	123,78	129,23
SISMA DIN. LONG.	45,00	2319,01	2319,44	84,08	1,36	1152,11	1152,11
SISMA COST. TRASV.	64,60	12,76	65,85	16,84	13,34	2,62	13,60
SISMA VERTICALE	50,18	75,76	90,87	144,12	0,14	5,51	5,51

9.2.6 Sollecitazioni combinate

Si riassumono nelle tabelle che seguono le sollecitazioni agenti nel baricentro dei due nuovi pali della spalla.

Stato limite ultimo – combinazione A1

SLU, A1		Peso proprio strutture	Permanenti portati	Spinta del terreno	Ritiro e DT	Carichi mobili	Spinta dei carichi mobili	Frenata	Vento e neve	M _T	M _L	N	V _T	V _L
		g ₁	g ₂	g ₃	ε	q ₁	q ₁	q ₃	q ₅	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kN)
-	UI	1,35	1,50	1,35	1,20	0,00	0,00	0,00	1,50	-1869,75	820,06	3173,88	-193,78	748,40
q1, A, X	UII	1,35	1,50	1,35	1,20	1,35	1,35	0,00	0,90	-2893,45	1723,28	4752,23	-134,72	861,23
	UIII	1,35	1,50	1,35	1,20	*	*	1,50	0,90	-2569,28	1762,21	4357,64	-134,72	966,73
q1, A, Y	UII	1,35	1,50	1,35	1,20	1,35	1,35	0,00	0,90	-3880,49	1601,78	4482,23	-134,72	861,23
	UIII	1,35	1,50	1,35	1,20	*	*	1,50	0,90	-3309,56	1671,09	4155,14	-134,72	966,73
q1, A, Z	UII	1,35	1,50	1,35	1,20	1,35	1,35	0,00	0,90	-3904,80	1574,43	4421,46	-134,72	861,23
	UIII	1,35	1,50	1,35	1,20	*	*	1,50	0,90	-3327,80	1650,58	4109,56	-134,72	966,73
q1, A, U	UII	1,35	1,50	1,35	1,20	1,35	1,35	0,00	0,90	-2033,43	1574,43	4421,46	-134,72	861,23
	UIII	1,35	1,50	1,35	1,20	*	*	1,50	0,90	-1924,27	1650,58	4109,56	-134,72	966,73

(*) = 1,35x0,75 = 1,0125 (si assume il coefficiente massimo tra quello previsto per carico tandem e carico distribuito, a favore di sicurezza).

Stato limite ultimo – combinazione A2

SLU, A2		Peso proprio strutture	Permanenti portati	Spinta del terreno	Ritiro e DT	Carichi mobili	Spinta dei carichi mobili	Frenata	Vento e neve	M _T	M _L	N	V _T	V _L
		g ₁	g ₂	g ₃	ε	q ₁	q ₁	q ₃	q ₅	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kN)
-	UI	1,00	1,30	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	1,30	-1444,31	738,17	2413,75	-166,40	606,49
q1, A, X	UII	1,00	1,30	1,00	1,00	1,15	1,15	0,00	0,78	-2312,31	1507,58	3758,27	-115,22	702,61
	UIII	1,00	1,30	1,00	1,00	*	*	1,15	0,78	-2036,17	1518,20	3422,14	-115,22	781,09
q1, A, Y	UII	1,00	1,30	1,00	1,00	1,15	1,15	0,00	0,78	-3153,13	1404,08	3528,27	-115,22	702,61
	UIII	1,00	1,30	1,00	1,00	*	*	1,15	0,78	-2666,78	1440,57	3249,64	-115,22	781,09
q1, A, Z	UII	1,00	1,30	1,00	1,00	1,15	1,15	0,00	0,78	-3173,84	1380,78	3476,50	-115,22	702,61
	UIII	1,00	1,30	1,00	1,00	*	*	1,15	0,78	-2682,31	1423,10	3210,81	-115,22	781,09
q1, A, U	UII	1,00	1,30	1,00	1,00	1,15	1,15	0,00	0,78	-1579,70	1380,78	3476,50	-115,22	702,61
	UIII	1,00	1,30	1,00	1,00	*	*	1,15	0,78	-1486,71	1423,10	3210,81	-115,22	781,09

(*) = 1,15x0,75 = 0,8625 (si assume il coefficiente massimo tra quello previsto per carico tandem e carico distribuito, a favore di sicurezza).

Stato limite ultimo – combinazione sismica

	M _T	M _L	M	N	V _T	V _L	V
	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
g ₁ [kN]	-1036,08	-532,04	1164,70	1982,04	0,00	0,00	0,00
g ₂ [kN]	140,92	202,60	246,79	332,08	0,00	31,09	31,09
g ₃ [kN]	0,00	204,34	204,34	0,00	0,00	179,25	179,25
FORZA INERZIALE	142,91	142,91	149,20	0,00	123,78	123,78	129,23
SISMA DIN. LONG.	45,00	2319,01	2319,44	84,08	1,36	1152,11	1152,11
SISMA COST. TRASV.	64,60	12,76	65,85	16,84	13,34	2,62	13,60
SISMA VERTICALE	50,18	75,76	90,87	144,12	0,14	5,51	5,51
g ₁ +g ₂ +EX+0,3EY+0,3EZ	-672,81	2363,37	4131,48	2446,49	129,17	1488,65	1497,40
g ₁ +g ₂ +0,3EX+EY+0,3EZ	-659,09	749,00	2553,97	2399,42	137,57	684,01	700,44
g ₁ +g ₂ +0,3EX+0,3EY+EZ	-669,19	793,10	2571,48	2488,51	128,32	686,04	694,78

Stato limite di esercizio

SLE		Peso proprio strutture	Permanenti portati	Spinta del terreno	Ritiro e DT	Carichi mobili	Spinta dei carichi mobili	Frenata	Vento e neve	M _T	M _L	N	V _T	V _L
		g ₁	g ₂	g ₃	ε	q ₁	q ₁	q ₃	q ₅	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kN)
	QP	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-895,15	686,27	2314,12	-38,45	602,35
-	TI	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	1,00	-1350,11	686,27	2314,12	-136,88	602,35
q1, A, X	TII	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,60	-2128,62	1355,31	3483,27	-97,51	685,93
	TIII	1,00	1,00	1,00	1,00	*	*	1,00	0,60	-1888,50	1364,55	3190,99	-97,51	754,18
q1, A, Y	TII	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,60	-2859,77	1265,31	3283,27	-97,51	685,93
	TIII	1,00	1,00	1,00	1,00	*	*	1,00	0,60	-2436,86	1297,05	3040,99	-97,51	754,18
q1, A, Z	TII	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,60	-2877,78	1245,06	3238,26	-97,51	685,93
	TIII	1,00	1,00	1,00	1,00	*	*	1,00	0,60	-2450,36	1281,85	3007,22	-97,51	754,18
q1, A, U	TII	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,60	-1491,57	1245,06	3238,26	-97,51	685,93
	TIII	1,00	1,00	1,00	1,00	*	*	1,00	0,60	-1410,71	1281,85	3007,22	-97,51	754,18

(*) = 1,00x0,75 = 0,75 (si assume il coefficiente massimo tra quello previsto per carico tandem e carico distribuito, a favore di sicurezza).

Nelle tabelle che seguono sono contenute le sollecitazioni in testa al singolo palo per le varie combinazioni (UI, UII, UIII, TI, TII, TIII) e per le varie posizioni del carico mobile (X, Y, Z, U). Si riportano anche le combinazioni sismiche.

Si precisa che il palo 1 è quello posizionato a tergo della spalla e il palo 2 è quello a valle.

Sono evidenziati i valori massimi per le varie combinazioni; nell'ultima riga di ciascuna tabella sono riportate le sollecitazioni massime (non corrispondenti).

		COMBINAZIONE A 1; FORZE SUL SINGOLO PALO					
		N ₁	N ₂	M _T	V _T	V _L	V _{MAX}
		(kN)	(kN)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kN)
-	UI	1359,14	1814,73	-934,87	-96,89	374,20	386,54
q1, A, X	UII	1897,43	2854,80	-1446,72	-67,36	430,62	435,85
	UIII	1689,32	2668,33	-1284,64	-67,36	483,37	488,04
q1, A, Y	UII	1796,18	2686,05	-1940,25	-67,36	430,62	435,85
	UIII	1613,38	2541,76	-1654,78	-67,36	483,37	488,04
q1, A, Z	UII	1773,39	2648,07	-1952,40	-67,36	430,62	435,85
	UIII	1596,29	2513,27	-1663,90	-67,36	483,37	488,04
q1, A, U	UII	1773,39	2648,07	-1016,72	-67,36	430,62	435,85
	UIII	1596,29	2513,27	-962,13	-67,36	483,37	488,04

		COMBINAZIONE A 2; FORZE SUL SINGOLO PALO					
		N ₁	N ₂	M _T	V _T	V _L	V _{MAX}
		(kN)	(kN)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kN)
-	UI	1001,82	1411,92	-722,16	-83,20	303,24	314,45
q1, A, X	UII	1460,36	2297,91	-1156,16	-57,61	351,30	356,00
	UIII	1289,35	2132,79	-1018,08	-57,61	390,54	394,77
q1, A, Y	UII	1374,11	2154,16	-1576,56	-57,61	351,30	356,00
	UIII	1224,66	2024,98	-1333,39	-57,61	390,54	394,77
q1, A, Z	UII	1354,70	2121,80	-1586,92	-57,61	351,30	356,00
	UIII	1210,10	2000,71	-1341,16	-57,61	390,54	394,77
q1, A, U	UII	1354,70	2121,80	-789,85	-57,61	351,30	356,00
	UIII	1210,10	2000,71	-743,36	-57,61	390,54	394,77

COMBINAZIONE SISMICA; FORZE SUL SINGOLO PALO NON CONSIDERANDO IL CONTRIBUTO DEI MICROPALI						
	N ₁	N ₂	M _T	V _T	V _L	V _{MAX}
	(kN)	(kN)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kN)
g ₁ +g ₂ +EX+0,3EY+0,	566,75	1879,74	-336,41	64,59	744,33	747,12
g ₁ +g ₂ +0,3EX+EY+0,	991,65	1407,77	-329,55	68,78	342,01	348,85
g ₁ +g ₂ +0,3EX+0,3EY	1023,95	1464,56	-334,59	64,16	343,02	348,97

		COMBINAZIONE SLE; FORZE SUL SINGOLO PALO					
		N ₁	N ₂	M _T	V _T	V _L	V _{MAX}
		(kN)	(kN)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kN)
	Q.P.	966,43	1347,69	-447,58	-19,23	301,17	301,79
-	TI	966,43	1347,69	-675,05	-68,44	301,17	308,85
q1, A, X	TII	1365,16	2118,11	-1064,31	-48,75	342,97	346,41
	TIII	1216,45	1974,53	-944,25	-48,75	377,09	380,23
q1, A, Y	TII	1290,16	1993,11	-1429,88	-48,75	342,97	346,41
	TIII	1160,20	1880,78	-1218,43	-48,75	377,09	380,23
q1, A, Z	TII	1273,28	1964,98	-1438,89	-48,75	342,97	346,41
	TIII	1147,54	1859,68	-1225,18	-48,75	377,09	380,23
q1, A, U	TII	1273,28	1964,98	-745,79	-48,75	342,97	346,41
	TIII	1147,54	1859,68	-705,36	-48,75	377,09	380,23

9.2.7 Verifiche geotecniche

Si riassumono in tabella gli sforzi assiali e i tagli massimi allo stato limite ultimo per l'analisi di carico limite. Si riportano anche i valori di resistenza dei pali al carico verticale $R_{C,d}$ e al carico orizzontale $R_{H,d}$.

Le verifiche sono contenute nella relazione geotecnica alla quale si rimanda per i dettagli.

CARICHI SUI PALI [kN]				
CASO	N_{MAX}	$R_{C,d}$	V_{MAX}	$R_{H,d}$
SLU – A1	2854,80	5152,00	488,04	612,21
SLU – A2	2297,91	3912,60	394,77	616,21
SISMA	1879,74	4586,99	747,12	959,92

9.2.8 Verifiche strutturali

Si considerano i pali incastrati elasticamente nel terreno.

Si applica il metodo dei "parametri adimensionali" di Matlock e Reese-Davidson, nelle ipotesi di pali flessibili ($L/T > 4$) e di modulo di reazione del terreno variabile linearmente con la profondità z :

$$E_s = k z$$

La lunghezza caratteristica palo-terreno risulta:

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{k}} = 3,14 \text{ m}$$

con: $E = 29962 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$ (modulo elastico del calcestruzzo)

$I = \pi 1,20^4 / 64 = 0,1018 \text{ m}^4$ (momento d'inerzia palo)

$k = 10000 \text{ kN/m}^3$ ($= 1,0 \text{ kg/cm}^3$ gradiente del modulo di reazione del terreno)

essendo $L = 30,0 \text{ m}$ (lunghezza dei pali) risulta verificata l'ipotesi di palo flessibile perché $L/T = 30,0 / 3,14 = 9,55 > 4$.

Le sollecitazioni in sommità del palo sono rappresentate da H_o e M_o ed alle varie profondità:

$$M(z) = H_o T A_m + M_o B_m$$

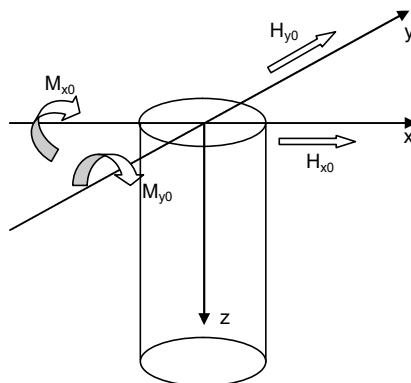
con A_m e B_m coefficienti adimensionali riportati in seguito.

Sono riportate inoltre per la condizione di carico più gravosa le sollecitazioni alle varie quote del palo in funzione di $Z = z/T$.

A_M, B_M = parametri adimensionali del momento flettente
 $Z = z/T$ = coefficiente di profondità
 z : profondità misurata a partire dalla quota di ingresso del palo nel terreno o da testa palo se il plinto è interrato
 $M(z)$ = $A_m \times H_0 \times T + B_m \times M_0$
 H_0, M_0 = forza orizzontale e momento in testa al palo

Parametri adimensionali per il calcolo del momento flettente

Z	A_M	B_M
0,0	0,000	1,000
0,1	0,100	1,000
0,2	0,198	0,999
0,3	0,291	0,994
0,4	0,379	0,987
0,5	0,459	0,976
0,6	0,531	0,960
0,7	0,595	0,939
0,8	0,649	0,914
0,9	0,693	0,885
1,0	0,727	0,852
1,2	0,767	0,775
1,4	0,772	0,688
1,6	0,746	0,594
1,8	0,696	0,498
2,0	0,628	0,404
2,5	0,422	0,200
3,0	0,225	0,059
3,5	0,081	-0,016
4,0	0,000	-0,042
4,5	-0,032	-0,039
5,0	-0,033	-0,026



9.2.8.1 Verifiche allo stato limite ultimo

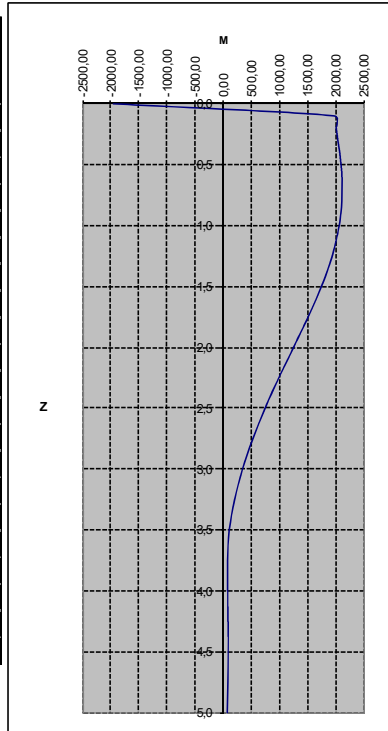
Verifiche a flessione

La combinazione allo stato limite ultimo che provoca il massimo momento flettente lungo il palo è la combinazione q1, A, Z, UII. La distribuzione della sollecitazione lungo il fusto è illustrata in figura:

COMBINAZIONE A1- U11, q1, A, Z

$H_{x0} = -67,36 \text{ kN}$ $H_{y0} = 430,62 \text{ kN}$
 $M_{y0} = -1.952,40 \text{ kNm}$ $M_{x0} = 0,00 \text{ kNm}$

z (m)	Z	M_y (kNm)	M_x (kNm)	M (kNm)
0,000	0,0	-1952,402	0,000	-1952,402
0,314	0,1	-1973,552	135,207	1978,179
0,628	0,2	-1992,328	267,711	2010,233
0,942	0,3	-2002,236	393,453	2040,528
1,256	0,4	-2007,181	512,436	2071,561
1,570	0,5	-2002,625	620,602	2096,582
1,884	0,6	-1986,615	717,951	2112,367
2,198	0,7	-1959,151	804,484	2117,892
2,512	0,8	-1921,762	877,496	2112,621
2,826	0,9	-1874,449	936,987	2095,591
3,140	1,0	-1817,211	982,957	2066,025
3,768	1,2	-1675,336	1037,040	1970,331
4,396	1,4	-1506,535	1043,801	1832,803
5,024	1,6	-1317,510	1008,647	1659,277
5,652	1,8	-1119,504	941,043	1462,481
6,280	2,0	-921,596	849,102	1253,121
7,850	2,5	-479,736	570,575	745,454
9,420	3,0	-162,780	304,216	345,029
10,989	3,5	14,107	109,518	110,423
12,559	4,0	82,001	0,000	82,001
14,129	4,5	82,912	-43,266	93,522
15,699	5,0	57,742	-44,618	72,972



Il momento sollecitante massimo allo stato limite ultimo vale quindi:
 $M_{Sd, SLU} = 2117,89 \text{ kNm}$

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione considerando lo sforzo assiale dovuto ai soli carichi permanenti, a favore di sicurezza,
 $N_{Sd} = (1982,04 + 332,08) - (532,04 - 173,02) / 3,60 = 1057,33 \text{ kN}$

risulta un momento ultimo resistente pari a:
 $M_{Rd} = 2549,89 \text{ kNm} > M_{Sd, SLU} = 2117,89 \text{ kNm}$

Condizione di carico n. 2

Con: sforzo normale sollecitante $N_{us} = 1057,33 \text{ kN}$
 rapporto $M_{yu}/M_{xu} = 0,0000$ (alfa = 90,0°)

I momenti flettenti resistenti risultano:
 $M_{xur} = 2549,89 \text{ kNm}$
 $M_{yur} = 0,00 \text{ kNm}$

Campo 3 max eps c = 3,500 E-3
 min eps s = -8,045 E-3 (<0 = trazione)

Distanza asse neutro dal vertice più compresso x = 33,95 cm
 $w/d = 0,3032$ $w/h = 0,2829$ (d = 112,0 h = 120,0 cm)

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

OK Traccia calcolo...

Verifica a taglio

Il taglio sollecitante massimo allo stato limite ultimo corrisponde alla combinazione sismica e vale:

$$V_{Sd} = 747,12 \text{ kN}$$

Si riporta il calcolo della resistenza a taglio della sezione, che evidenzia il pieno soddisfacimento della verifica.

Si precisa che come altezza utile della sezione è stata assunta quella indicata al p.to 7.9.5.2.2 del D.M. 14/01/2008:

$$d = r + 2r/\pi = 0,60 + 1,20/\pi = 0,98 \text{ m}$$

VERIFICA A TAGLIO ALLO STATO LIMITE ULTIMO (D.M. 14/01/2008)

$$V_{Sd} = 747,12 \text{ kN}$$

$$R_{ck} = 30,0 \text{ N/mm}^2$$

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

$$f_{cd} = 14,1 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza di calcolo a compressione del cls} = 0,85 f_{ck} / 1,5$$

$$f'_{cd} = 7,1 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza a compress. ridotta del cls d'anima} = 0,5 f_{cd}$$

$$f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2 \text{ tensione di calcolo dell'acciaio} = f_{yk} / 1,15$$

$$b_w = 98 \text{ cm} \text{ larghezza minima della sezione}$$

$$h = 98 \text{ cm} \text{ altezza della sezione}$$

$$c = 0 \text{ cm} \text{ copriferro}$$

$$d = 98 \text{ cm} \text{ altezza utile della sezione}$$

$$\theta = 21,8^\circ \text{ inclinazione dei puntoni di calcestruzzo}$$

$$A_{sw} = 3,08 \text{ cm}^2 \text{ area dell'armatura trasversale} = 2 \text{ } \varnothing 14$$

$$s = 25 \text{ cm} \text{ interasse tra due armature trasversali consecutive}$$

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

$$\sigma_{cp} = 0,00 \text{ N/mm}^2 \text{ tensione media di compressione nella sezione}$$

$$\sigma_{cp}/f_{cd} = 0,00$$

$$\alpha_c = 1,00$$

Resistenza di calcolo del calcestruzzo d'anima:

$$V_{Rcd} = 2103 \text{ kN} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

Resistenza di calcolo dell'armatura trasversale:

$$V_{Rsd} = 1063 \text{ kN} = 0,9 d A_{sw}/s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \sin\alpha$$

Verifica:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) = 1063 \text{ kN} > 747 \text{ kN} = V_{Sd}$$

9.2.8.1 Verifiche allo stato limite di esercizio

Verifiche a flessione

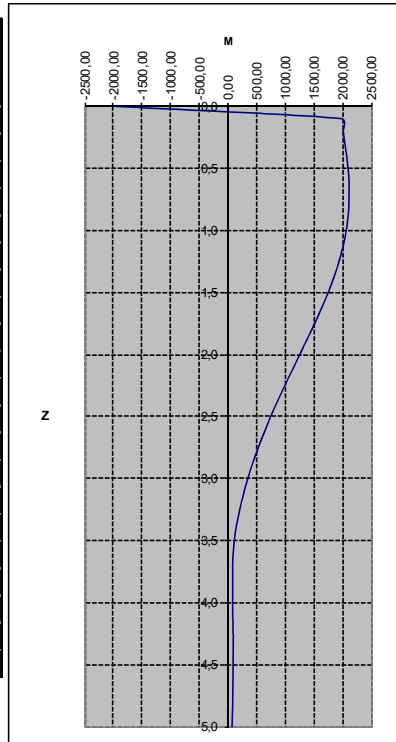
La combinazione allo stato limite di esercizio che provoca il massimo sforzo assiale lungo il palo è la combinazione TII (q_1 , U) e quella che causa il massimo momento flettente è la TIII (q_1 , U). Si riportano anche i risultati relativi alla combinazione quasi permanente.

La distribuzione della sollecitazione lungo il fusto nei tre casi è illustrata in figura:

COMBINAZIONE SLE TII, q1, A, U

$H_{x0} = -48,75 \text{ kN}$ $H_{y0} = 342,97 \text{ kN}$
 $M_{y0} = -1.438,89 \text{ kNm}$ $M_{x0} = 0,00 \text{ kNm}$

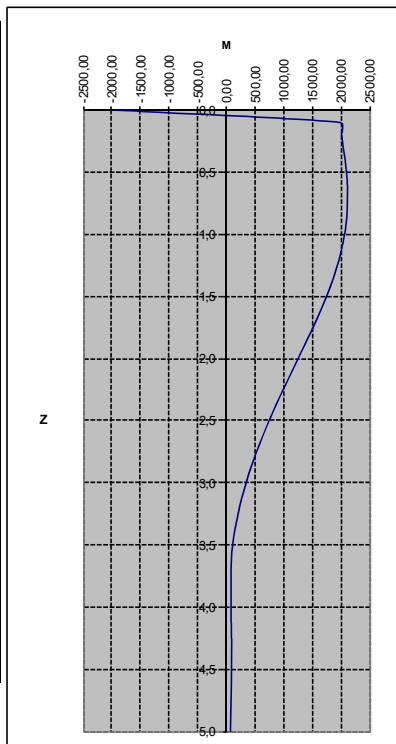
z (m)	Z	M _y (kNm)	M _x (kNm)	M (kNm)
0,000	0,0	-1438,89	0,00	-1438,89
0,314	0,1	-1454,20	107,69	1458,18
0,628	0,2	-1467,76	213,22	1483,16
0,942	0,3	-1474,80	313,37	1507,72
1,256	0,4	-1478,20	408,13	1533,51
1,570	0,5	-1474,62	494,28	1555,25
1,884	0,6	-1462,62	571,81	1570,42
2,198	0,7	-1442,20	640,73	1578,12
2,512	0,8	-1414,49	698,88	1577,73
2,826	0,9	-1379,50	746,27	1568,42
3,140	1,0	-1337,22	782,88	1549,53
3,768	1,2	-1232,55	825,95	1483,70
4,396	1,4	-1108,13	831,34	1385,31
5,024	1,6	-968,89	803,34	1258,61
5,652	1,8	-823,11	749,50	1113,22
6,280	2,0	-677,44	676,27	957,22
7,850	2,5	-352,38	454,44	575,05
9,420	3,0	-119,34	242,29	270,09
10,989	3,5	10,62	87,23	87,87
12,559	4,0	60,43	0,00	60,43
14,129	4,5	61,02	-34,46	70,07
15,699	5,0	42,46	-35,54	55,37



COMBINAZIONE SLE TIII, q1, A, Z

$H_{x0} = -48,75 \text{ kN}$ $H_{y0} = 377,09 \text{ kN}$
 $M_{y0} = -1.225,18 \text{ kNm}$ $M_{x0} = 0,00 \text{ kNm}$

z (m)	Z	M _y (kNm)	M _x (kNm)	M (kNm)
0,000	0,0	-1225,18	0,00	-1225,18
0,314	0,1	-1240,49	118,40	1246,13
0,628	0,2	-1254,27	234,43	1275,99
0,942	0,3	-1262,38	344,54	1308,55
1,256	0,4	-1267,27	448,74	1344,37
1,570	0,5	-1266,04	543,46	1377,75
1,884	0,6	-1257,46	628,70	1405,87
2,198	0,7	-1241,53	704,48	1427,47
2,512	0,8	-1219,16	768,42	1441,12
2,826	0,9	-1190,37	820,51	1445,76
3,140	1,0	-1155,14	860,77	1440,58
3,768	1,2	-1066,93	908,13	1401,08
4,396	1,4	-961,10	914,05	1326,35
5,024	1,6	-841,95	883,26	1220,26
5,652	1,8	-716,68	824,06	1092,11
6,280	2,0	-591,11	743,55	949,88
7,850	2,5	-309,63	499,65	587,81
9,420	3,0	-106,73	266,40	286,98
10,989	3,5	7,20	95,90	96,17
12,559	4,0	51,46	0,00	51,46
14,129	4,5	52,68	-37,89	64,89
15,699	5,0	36,91	-39,07	53,75

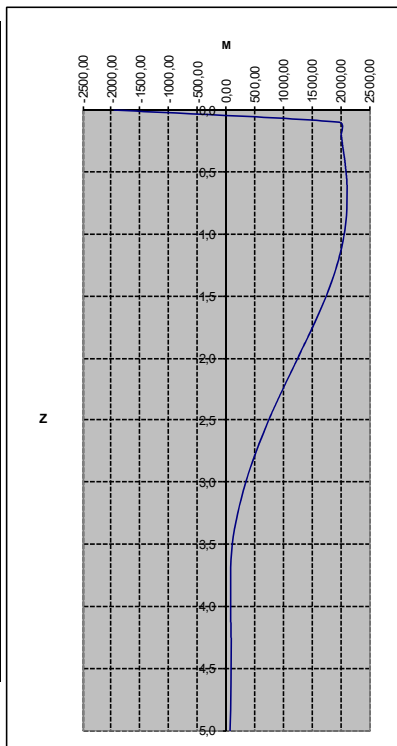


COMBINAZIONE SLE QUASI PERMANENTE

$$H_{x0} = \sqrt{\quad} -19,23 \text{ kN} \quad H_{y0} = \sqrt{\quad} 301,17 \text{ kN}$$

$$M_{y0} = \sqrt{\quad} -447,58 \text{ kNm} \quad M_{x0} = \sqrt{\quad} 0,00 \text{ kNm}$$

z (m)	Z	M _y (kNm)	M _x (kNm)	M (kNm)
0,000	0,0	-447,58	0,00	-447,58
0,314	0,1	-453,61	94,56	463,37
0,628	0,2	-459,08	187,24	495,80
0,942	0,3	-462,46	275,18	538,14
1,256	0,4	-464,64	358,40	586,80
1,570	0,5	-464,54	434,05	635,77
1,884	0,6	-461,73	502,14	682,15
2,198	0,7	-456,19	562,66	724,36
2,512	0,8	-448,26	613,72	760,00
2,826	0,9	-437,94	655,33	788,19
3,140	1,0	-425,22	687,48	808,36
3,768	1,2	-393,17	725,31	825,02
4,396	1,4	-354,53	730,04	811,57
5,024	1,6	-310,89	705,45	770,92
5,652	1,8	-264,91	658,17	709,48
6,280	2,0	-218,73	593,86	632,86
7,850	2,5	-114,99	399,06	415,30
9,420	3,0	-39,99	212,77	216,49
10,989	3,5	2,27	76,60	76,63
12,559	4,0	18,80	0,00	18,80
14,129	4,5	19,39	-30,26	35,94
15,699	5,0	13,63	-31,21	34,05



Si riportano le tensioni corrispondenti alle sollecitazioni sopra considerate:

Combinazione rara TII, q₁, U:

$$M_{Sd} = 1578,12 \text{ kNm}$$

$$N_{Sd} = 1964,98 \text{ kN}$$

$$\text{risulta: } \sigma_c = 12,68 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 229,60 \text{ N/mm}^2 < 0,8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

Combinazione rara TIII, q₁, Z:

$$M_{Sd} = 1445,76 \text{ kNm}$$

$$N_{Sd} = 1859,68 \text{ kN}$$

$$\text{risulta: } \sigma_c = 11,58 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 205,90 \text{ N/mm}^2 < 0,8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

Combinazione quasi permanente

$$M_{Sd} = 825,02 \text{ kNm}$$

$$N_{Sd} = 1347,69 \text{ kN}$$

$$\text{risulta: } \sigma_c = 6,53 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,21 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 97,30 \text{ N/mm}^2 < 0,8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

9.3 Verifica del paraghiaia

9.3.1 Sezione e schema di calcolo

Si considera il paraghiaia come una mensola incastrata in corrispondenza della piattabanda dei pali con lunghezza pari all'altezza massima del paraghiaia (1,70m); per semplicità di calcolo si analizza una fascia di un metro.

Le caratteristiche del paraghiaia sono:

Base per il calcolo $b = 100 \text{ cm}$

Altezza $h = 40 \text{ cm}$

Altezza utile per il calcolo $d = 34 \text{ cm}$

Armatura $A_s = A'_s = 5\phi 16 = 10,05 \text{ cm}^2$

9.3.2 Caratteristiche dei materiali

Nelle verifiche si assumono le seguenti caratteristiche dei materiali e limitazioni tensionali:

$f_{ck} = 0,83 \times 35 = 29,05 \text{ N/mm}^2$ resistenza caratteristica a compressione del cls ($R_{ck}=35 \text{ N/mm}^2$)

$f_{cd} = 0,85 f_{ck} / 1,5 = 16,46 \text{ N/mm}^2$ resistenza di calcolo a compressione del cls

$f_{yd} = f_{yk} / 1,15 = 391 \text{ N/mm}^2$ tensione di calcolo per acciaio B450C ($f_{yk}=450 \text{ N/mm}^2$)

$\sigma_{c,LIM} = 0,60 f_{ck} = 0,60 \times 29,05 = 17,43 \text{ N/mm}^2$ 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

$\sigma_{s,LIM} = 0,8 f_{yk} = 0,8 \times 450 = 360 \text{ N/mm}^2$

Si precisa che nelle verifiche tensionali allo stato limite di esercizio è stato considerato per il calcestruzzo il limite più restrittivo per tutte le combinazioni.

9.3.3 Analisi dei carichi

Sul paraghiaia agiscono le seguenti forze:

Peso proprio paraghiaia	$25 \text{ kN/m}^3 \times 0,40 \times 1,70 =$	17,00	kN/m	
Spinta terreno:	$0,5 \times 20 \text{ kN/m}^3 \times 0,412 \times (1,70)^2 =$	11,91	kN/m	$e=1,7/3=0,57 \text{ m}$
Spinta della pavimentaz.:	$3,30 \text{ kN/m}^2 \times 0,412 \times (1,70) =$	2,31	kN/m	$e=1,7/2=0,85 \text{ m}$
Spinta del sovraccarico:	$20 \text{ kN/m}^2 \times 0,412 \times (1,70) =$	14,01	kN/m	$e=1,7/2=0,85 \text{ m}$

Si considera inoltre un'azione longitudinale di frenamento, applicata alla testa del paraghiaia, pari a 180 kN ($0,6 \times Q_{1k}$) concomitante con un carico verticale di 300 kN, secondo quanto previsto dal p.to C5.1.3.3.7.2 della C.M. 617 del 02/02/2009. Queste azioni, considerate distribuite sulla larghezza di ingombro convenzionale della colonna di carico (3.00 m), sono state ripartite a 45° sull'altezza del paraghiaia.

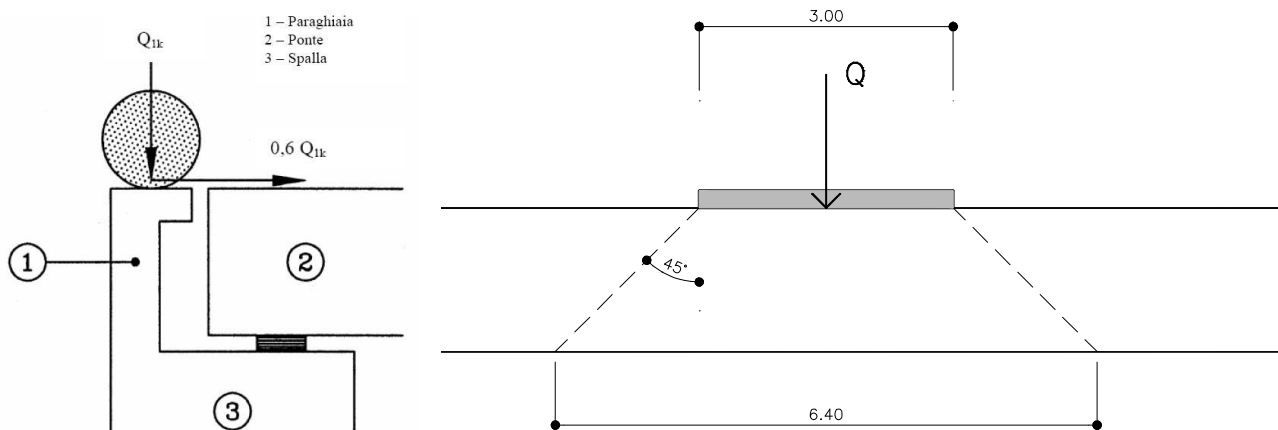


Figura 9.7 Carichi da traffico sul paraghiaia

Risulta quindi:

$$l_{RIP} = 3,00 + 1,70 \times 2 = 6,40 \text{ m}$$

$$V = 180 / 6,40 = 28,13 \text{ kN/m}$$

$$M = 180 / 6,40 \times 1,70 = 47,81 \text{ kNm/m}$$

$$N = 300 / 6,40 = 46,88 \text{ kN}$$

Si combinano le sollecitazioni secondo quanto previsto dalla normativa di riferimento; risultano significative le combinazioni TII e TIII per lo stato limite di esercizio e le combinazioni UII e UIII per lo stato limite ultimo.

Si riportano nelle tabelle che seguono i risultati dell'analisi.

	γ SLE, TII	γ SLE, TIII	γ SLU, UII	γ SLU, UIII
	[--]	[--]	[--]	[--]
Peso proprio	1,00	1,00	1,35	1,35
Terreno	1,00	1,00	1,35	1,35
Pavimentazione	1,00	1,00	1,50	1,50
Sovraccarico	1,00	0,75	1,35	1,0125
Frenata	0,00	1,00	0,00	1,50

	SLE TII			SLE TIII		
	V	M	N	V	M	N
	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
Peso proprio	0,00	0,00	17,00	0,00	0,00	17,00
Terreno	11,91	6,79	0,00	11,91	6,79	0,00
Pavimentazione	2,31	1,96	0,00	2,31	1,96	0,00
Sovraccarico	14,01	11,91	0,00	10,51	8,93	0,00
Frenata	0,00	0,00	0,00	28,13	47,81	46,88
TOTALE	28,23	20,66	17,00	52,85	65,49	63,88

	SLU UII			SLU UIII		
	V	M	N	V	M	N
	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
Peso proprio	0,00	0,00	22,95	0,00	0,00	22,95
Terreno	16,07	9,16	0,00	16,07	9,16	0,00
Pavimentazione	3,47	2,95	0,00	3,47	2,95	0,00
Sovraccarico	18,91	16,07	0,00	14,18	12,06	0,00
Frenata	0,00	0,00	0,00	42,19	71,72	70,31
TOTALE	38,45	28,18	22,95	75,91	95,88	93,26

9.3.4 Verifica a flessione

$$M_{Sd, SLE; TII} = 20,66 \text{ kNm}$$

$$N_{Sd} = 17,00 \text{ kN (compressione)}$$

$$\text{risulta: } \sigma_c = 1,54 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 57,60 \text{ N/mm}^2 < 0,8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{Sd, SLE, TIII} = 65,49 \text{ kNm}$$

$$N_{Sd} = 63,88 \text{ kN (compressione)}$$

$$\text{risulta: } \sigma_c = 4,89 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 177,80 \text{ N/mm}^2 < 0,8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

Le sollecitazioni allo stato limite ultimo sono:

$$M_{Sd \text{ max}, SLU} = 95,88 \text{ kNm}$$

Per la valutazione del momento resistente si considera nullo lo sforzo assiale, a favore di sicurezza.

Eseguito la verifica allo stato limite ultimo della sezione, risulta un momento ultimo resistente:

$$M_{Rd} = 127,48 \text{ kNm} > M_{Sd, SLU} = 95,88 \text{ kNm}$$



9.3.5 Verifica a taglio

Il taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$V_{Sd} = 75,91 \text{ kN/m}$$

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

VERIFICA A TAGLIO ALLO STATO LIMITE ULTIMO (D.M. 14/01/2008)

$V_{Sd} =$	75,91	kN		
$R_{ck} =$	35	N/mm ²		
$f_{ck} =$	29,1	N/mm ²	resistenza caratteristica a compressione del cls	= 0,83 R_{ck}
$f_{cd} =$	16,5	N/mm ²	resistenza di calcolo a compressione del cls	= 0,85 $f_{ck} / 1,5$
$b_w =$	100	cm	larghezza minima della sezione	
$d =$	34	cm	altezza utile della sezione	
$A_{sl} =$	10,05	cm ²	area dell'armatura longitudinale	5 ϕ 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	N/mm ²	tensione media di compress. nella sezione $\leq 0,2 f_{cd}$	

Resistenza di calcolo del calcestruzzo:

$$V_{Rcd} = 148 \text{ kN} = [0,18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / 1,5 + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d$$

$$V_{Rcd,min} = 151 \text{ kN} = (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d$$

Verifica:

$$V_{Rd} = \max (V_{Rcd}) = 150,6 \text{ kN} > 75,9 \text{ kN} = V_{Sd}$$

La verifica risulta soddisfatta poiché $V_{Sd} < V_{Rd}$.

9.3.6 Verifiche della spalla esistente

Come descritto precedentemente, l'allargamento della carreggiata sud influisce sullo stato tensionale delle strutture esistenti che devono quindi essere in alcuni casi riverificate. Per quanto riguarda la spalla appare chiaro che le uniche variazioni significative possono essere provocate dalle azioni orizzontali, soprattutto in ambito sismico, poiché i carichi verticali sono interamente sopportati dalle strutture di allargamento (piattabanda e pali, la cui analisi è già stata riportata in precedenza).

In ambito sismico il comportamento della spalla esistente è stato analizzato rielaborando le forze orizzontali (trasversali e longitudinali) trasmesse dagli appoggi; queste forze sono assorbite da un sistema di micropali e tiranti già realizzato in un precedente intervento di risanamento del viadotto nell'ambito del "Progetto esecutivo per il ripristino del viadotto delle Zuane alla progressiva 202+085 – opera n. 261" (maggio 2009).

Si verifica in questo capitolo che questo sistema di rinforzo sia in grado di assorbire le forze orizzontali che l'impalcato trasmette alla spalla per effetto del sisma di progetto, confrontando le forze con cui l'intervento è stato progettato e quelle calcolate nell'ambito del progetto di allargamento.

Dall'analisi della relazione di calcolo relativa all'intervento di risanamento già eseguito, si evince che le forze orizzontali sismiche che l'impalcato trasmette alla spalla e per le quali è stato progettato il rinforzo costituito dal sistema di micropali e tiranti, sono:

$$F_{trasv.} = 1200 \text{ kN}$$

$$F_{long.} = 3600 \text{ kN}$$

Dalla rielaborazione dei dati derivanti dal modello agli elementi finiti con il quale è stato analizzato il ponte (paragrafo 1.7.3), le forze massime trasmesse dall'impalcato risultanti dalla combinazione sismica sono:

$$F_{trasv.} = 1250 \text{ kN}$$

$$F_{long.} = 3199 \text{ kN}$$

Dal confronto appare chiaro che in direzione longitudinale non sono necessarie verifiche perché la forza scaricata dall'impalcato esistente risulta inferiore a quella per la quale è stato verificato il rinforzo.

In direzione trasversale si calcola l'effettiva resistenza dei tiranti presenti costituiti da 2+2 tiranti inclinati di 30° sull'orizzontale e lunghezza totale 30 m; dalla relazione di calcolo di progetto citata in precedenza è noto che la resistenza di ciascun tirante è:

$$R_d = 760 \text{ kN} \quad (1 \text{ tirante; resistenza in direzione parallela al tirante})$$

Su ciascun lato i tiranti offrono una resistenza in direzione orizzontale pari a:

$$R_d = 2 \times 760 \times \cos(30^\circ) = 1316 \text{ kN} \quad (2 \text{ tiranti; resistenza in direzione orizzontale})$$

La resistenza è maggiore della forza sollecitante quindi il sistema di rinforzo esistente risulta verificato.

Si precisa che i micropali messi in opera per contrastare l'azione verticale dei tiranti sono stati verificati con una forza sollecitante pari alla componente verticale della resistenza dei tiranti stessi; per questo motivo, essendo soddisfatta la verifica dei tiranti, risulta automaticamente positiva anche quella dei micropali.

fo