

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01e s.m.i.

CUP: J14H20000440001

U.O. COORDINAMENTO TERRITORIALE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA

LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA

NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST

IV03 - CAVALCAFERROVIA VIA FENILON

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI RAMPE DI APPROCCIO S1 - P1 e P1-P2

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

I N 1 0 1 0 D 2 6 C L I V 0 3 0 0 0 0 2 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	P. Maestrelli 	Sett 2021	M. Rigo 	Sett 2021	C. Mazzocchi 	Sett 2021	A. Perego Sett 2021

File: IN1010D26CLIV0300002A

n. Elab.:

INDICE

1	INTRODUZIONE	5
2	ELABORATI DI RIFERIMENTO	7
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
3.1	METODO DI CALCOLO	8
3.1.1	CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA	8
3.1.2	COMBINAZIONI DI CARICO	11
3.1.2.1	Combinazione fondamentale (slu)	12
3.1.2.2	Combinazione rara o caratteristica (sle)	13
3.1.2.3	Combinazione frequente (sle)	13
3.1.2.4	Combinazione quasi permanente (sle)	14
3.1.2.5	Combinazione eccezionale (slu)	14
3.1.2.6	Combinazione Sismica (slv)	14
3.1.3	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	14
4	MATERIALI	15
4.1	TABELLA RIASSUNTIVA CLASSI DI ESPOSIZIONE SECONDO NORMATIVA UNI EN 206-1	15
4.2	CALCESTRUZZO PER MAGRONE	16
4.3	CALCESTRUZZO PER PALI DI FONDAZIONE	16
4.4	CALCESTRUZZO PER OPERE DI FONDAZIONE	16
4.5	CALCESTRUZZO PER OPERE DI ELEVAZIONE	17
4.1	CALCESTRUZZO PER TRAVI PREFABBRICATE IN C.A.P.	17
4.2	CALCESTRUZZO PER SOLETTA IMPALCATO	18
4.3	ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO	18
4.4	ACCIAIO PER ARMATURA DA PRECOMPRESSIONE	18
4.5	COPRIFERRI	19
5	CALCOLO DELLA STRUTTURA - IMPALCATO	19
5.1	MODELLO DI CALCOLO	19
5.2	ANALISI DEI CARICHI	22

5.2.1	PESO PROPRIO TRAVI E SOLETTA	22
5.2.2	CARICHI PERMANENTI	22
5.2.3	EFFETTI DEL RITIRO	22
5.2.4	EFFETTI DELLE DILATAZIONI TERMICHE DIFFERENZIALI	23
5.2.5	CEDIMENTI VINCOLARI	23
5.2.6	AZIONE DEL VENTO	23
5.2.7	CARICHI MOBILI (Q)	25
5.2.8	AZIONE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE	25
5.2.9	AZIONI SISMICHE	26
5.3	ANALISI STRUTTURALE	26
5.4	TRAVI PRINCIPALI	26
5.4.1	VERIFICHE DI RESISTENZA	26
5.4.2	VERIFICA A TAGLIO NEGLI APPOGGI	29
5.4.3	VERICHE SLE	30
5.5	VERIFICA A TAGLIO PER BARRE DI ANCORAGGIO SOLETTA	31
5.6	SOLETTA	32
5.7	TRAVERSI PRINCIPALI SPALLA/PILA	32
5.7.1	VERIFICHE DI RESISTENZA	32
5.7.1	VERIFICA A TAGLIO NEGLI APPOGGI	33
5.7.1	VERICHE SLE	34
6	CALCOLO DELLE FRECCHE MASSIME	35

1 INTRODUZIONE

Nel presente elaborato si riportano i calcoli e le verifiche relative agli impalcati tra la spalla S1 e la pila P1 e tra le pile P1 – P2; entrambi gli impalcati hanno una luce di progetto pari a 22,5m e una larghezza complessiva di 11,4m: tale larghezza è dovuta alla somma delle larghezze di due cordoli (0,85m+2,05m) e una larghezza carreggiata pari a 8,5m.

Gli impalcati verranno realizzati in travi accostate in c.a.p. di altezza 1,6m ed un getto in opera in calcestruzzo armato di spessore 16cm. Considerando che entrambe le porzioni di impalcati presentano la stessa geometria e medesimo schema statico, la presente relazione prende in considerazione solamente la porzione di impalcato tra S1 e P1.

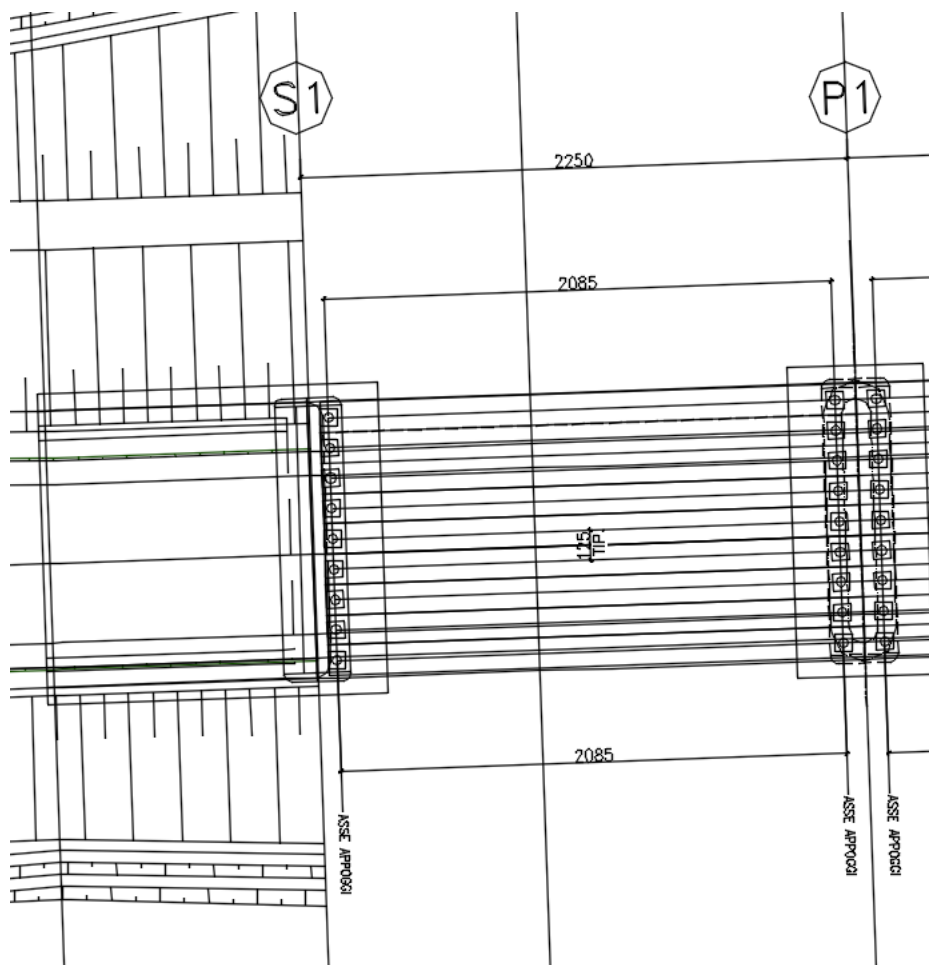


Figura 1.1 Pianta impalcato

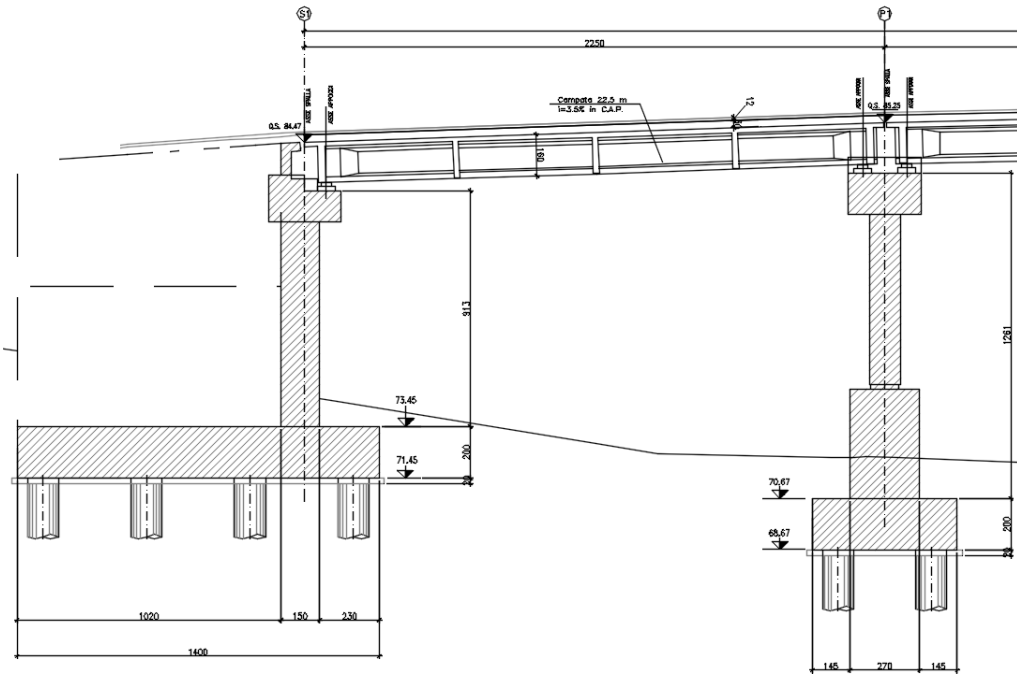


Figura 1.2 Sezione longitudinale

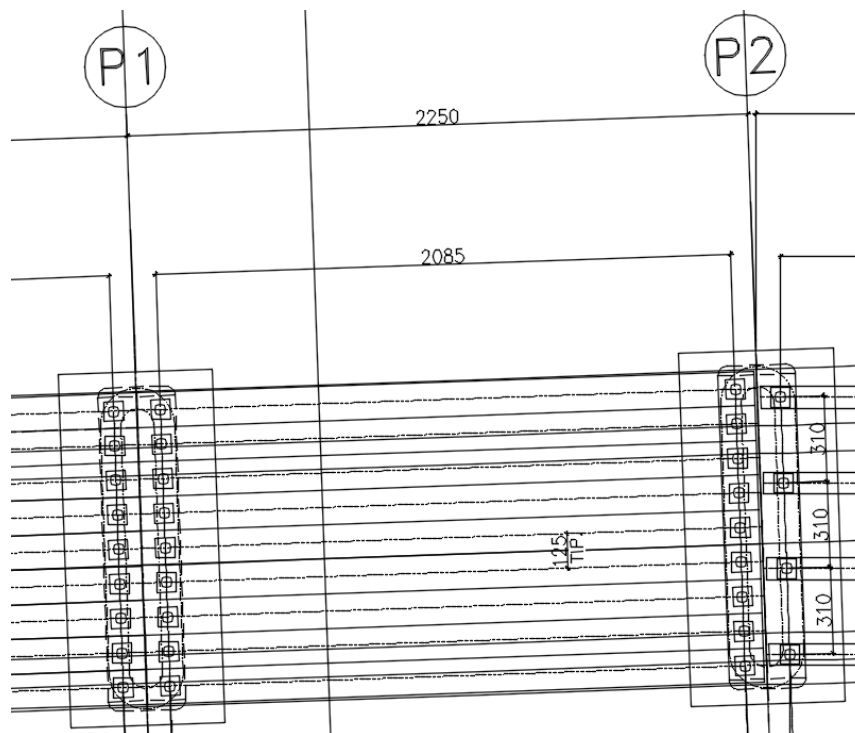


Figura 1.3 Pianta impalcato

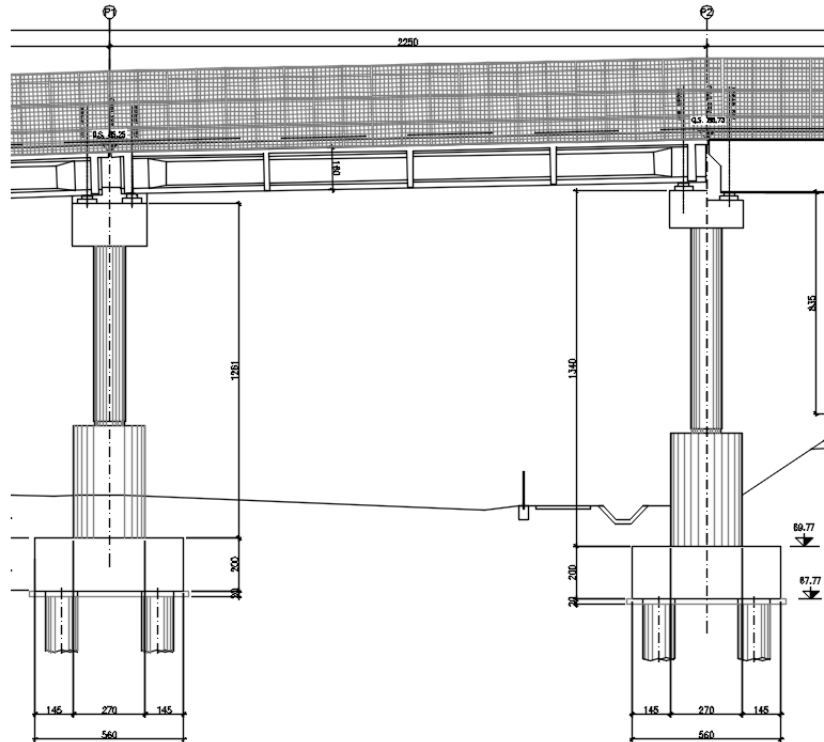


Figura 1.4 Pianta impalcato

2 ELABORATI DI RIFERIMENTO

La presente relazione è inscindibile dagli elaborati grafici e dai seguenti documenti:

- Relazione Tecnica Descrittiva
- Relazione di Calcolo Spalle e Fondazioni
- Relazione di Calcolo Pile
- Relazione di Calcolo Impalcato
- Relazione di Opere provvisionali

3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli sviluppati nel seguito sono svolti secondo il Metodo degli Stati Limite e nel rispetto della normativa vigente.

Circolare 21 Gennaio 2019 n.7

CNR – DT 207/2008

Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni.

**RFI DTC SI MA IFS 001 E Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II Sezione 2 –
PONTI E STRUTTURE**

EC3 - UNI EN 1993-1-1:2005

3.1 METODO DI CALCOLO

La sicurezza strutturale è verificata tramite il metodo semiprobabilistico agli stati limite, applicando il DM17/01/2018 “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).

3.1.1 CRITERI E DEFINIZIONE DELL’AZIONE 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.

Per la definizione dell'azione sismica considerata si rimanda al paragrafo apposito della relazione cui si specificano i dati relativi alla vita nominale (100 anni) ed alla classe d'uso ($C_u=2.0$): i risultati relativi alla combinazione sismica non vengono riportati, essendo per l'impalcato più severa la condizione sotto l'azione dei carichi da traffico.

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 100 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:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 200 \text{ anni}$$

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

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

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

$$T_R(\text{SLV}) = -\frac{V_r}{\ln(1 - P_{vr})} = 1898 \text{ anni}$$

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°25'48 N e Longitudine 10°54'29 E, ad una quota di circa 82 m.s.m..

I valori delle caratteristiche sismiche (a_g , F_0 , T_c^*) per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita sono riportati di seguito:

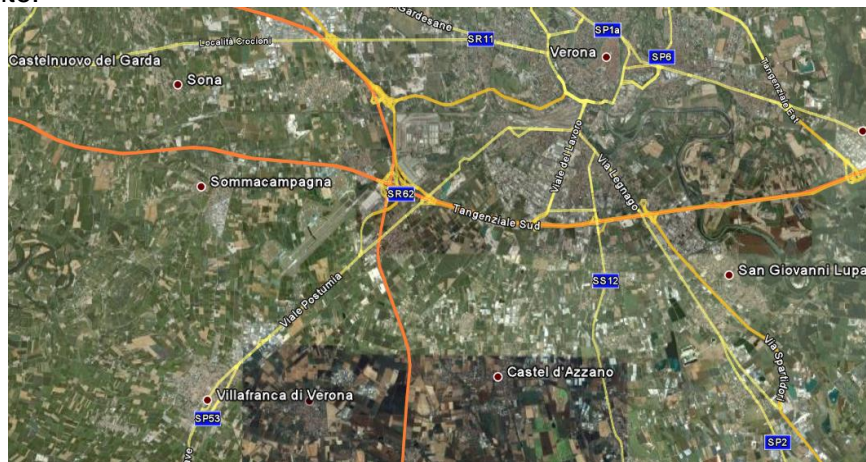


Figura 3.1 Tratto adeguamento del tracciato A22

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate LONGITUDINE: 10.90806 LATITUDINE: 45.43000

Ricerca per comune REGIONE: Veneto PROVINCIA: Verona COMUNE: Verona

Elaborazioni grafiche:
 Grafici spettri di risposta
 Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche:
 Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



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".

Figura 3.2 Individuazione coordinate Verona

Valori dei parametri a_g , F_0 , T_c^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL sono:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	120	0.087	2.442	0.262
SLD	201	0.111	2.407	0.271

SLV	1898	0.260	2.407	0.287
SLC	2475	0.287	2.382	0.289

Per le spalle il calcolo viene eseguito con il metodo dell'analisi statica equivalente, applicando come prescritto da normativa un'accelerazione pari ad $a_g S$.

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

Il valore del coefficiente di amplificazione stratigrafico risulta:

$$S_s \text{ (SLV)} \Rightarrow 1.00$$

$$S_T \text{ (SLV)} \Rightarrow 1.00$$

L'accelerazione massima è valutata con la relazione

$$a_{\max}(\text{SLV}) = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 0.260g$$

Lo studio sismico delle opere facenti parte del tratto di intervento è stato impostato in maniera univoca, affidando a favore di sicurezza lo spettro della città di Verona (di cui si riportano i parametri di seguito), risultando questo sempre più "gravoso" di quello specifico dell'opera.

Latitudine di 45.4351 e Longitudine 10.9988.

Valori dei parametri a_g , F_o , T_c^* per i periodi di ritorno TR associati a ciascuno SL sono:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	120	0.087	2.443	0.263
SLD	201	0.111	2.409	0.271
SLV	1898	0.260	2.406	0.287
SLC	2475	0.286	2.381	0.290

3.1.2 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 nel D.M. 17/01/2018.

I carichi variabili sono stati suddivisi in carichi da traffico, vento e resistenza passiva dei vincoli; di conseguenza, le combinazioni sono state generate assumendo alternativamente ciascuno dei tre suddetti carichi come azione variabile di base.

Fra i carichi variabili si distinguono:

Q carichi da traffico

Q_T azioni termiche

Q_w azione del vento

Inoltre, come indicato nella tabella 5.1.IV, sono stati identificati tre gruppi di azioni caratteristiche, corrispondenti rispettivamente ai carichi verticali, alla forza di frenamento e alla forza centrifuga.

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

3.1.2.1 Combinazione fondamentale (slu)

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

dove:

G_1 peso di tutti gli elementi strutturali

G_2 peso proprio di tutti gli elementi non strutturali

Q_{k1} azione variabile dominante

Q_{ki} azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante

Il ritiro e la viscosità nelle NTC sono indicate genericamente come azioni permanenti G (punto 2.5.1.3).

Fra i carichi variabili si distinguono:

Q carichi da traffico

Q_T azioni termiche

Q_w azione del vento

I valori dei coefficienti parziali e dei coefficienti di combinazione ψ nel caso dei ponti stradali sono indicati rispettivamente nelle Tab.5.1.V e Tab.5.1.VI delle NTC, tabelle che vengono di seguito riportate.

Tabella 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	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	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 di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

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

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
Vento q_s	4 (folla)	----	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
Neve q_s	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Temperatura	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	Esecuzione	0,8	0,6	0,5
	T_k	0,6	0,6	0,5

Per le opere di luce maggiore di 300 m è possibile modificare i coefficienti indicati in tabella previa autorizzazione del Servizio Tecnico Centrale del Ministero delle Infrastrutture, sentito il Consiglio Superiore dei lavori pubblici.

3.1.2.2 Combinazione rara o caratteristica (sle)

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

dove, per il significato dei simboli e per i valori dei coefficienti di combinazione ψ (relativi alle azioni variabili), si rimanda al paragrafo 3.1.2.1.

3.1.2.3 Combinazione frequente (sle)

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

dove, per il significato dei simboli e per i valori dei coefficienti di combinazione ψ (relativi alle azioni variabili), si rimanda al paragrafo 3.1.2.1.

3.1.2.4 Combinazione quasi permanente (sle)

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

dove, per il significato dei simboli e per i valori dei coefficienti di combinazione ψ (relativi alle azioni variabili), si rimanda al paragrafo 3.1.2.1.

3.1.2.5 Combinazione eccezionale (slu)

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

dove, per il significato dei simboli e per i valori dei coefficienti di combinazione ψ (relativi alle azioni variabili), si rimanda al paragrafo 3.1.2.1.

3.1.2.6 Combinazione Sismica (slv)

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 2.5.1 della norma; la stessa propone nel caso di ponti ferroviari, di assumere per i carichi dovuti al transito dei mezzi $\psi_{2i} = 0.2$ (condizione cautelativa). In questo caso in favore di sicurezza si assimila il ponte in esame come ferroviario applicando il coefficiente $\psi_{2i} = 0.2$.

3.1.3 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

IMPALCATO

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

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI RAMPE
 DI APPROCCIO S1 - P1 e P1-P2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0300002	A	15 di 35

4 MATERIALI

4.1 TABELLA RIASSUNTIVA CLASSI DI ESPOSIZIONE SECONDO NORMATIVA UNI EN 206-1

Tab 2

Classi di esposizione ambientale secondo UNI EN 206-1								
Classe di esposizione ambientale	Descrizione dell'ambiente di esposizione	Esempi di condizioni ambientali	UNI 9888	A/C massimo	Contenuto minimo di cemento kg/m ³	Rck minima N/mm ²	Contenuto minimo di aria %	Copri ferro minimo Mm
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco								
X0	Molto secco	Cis per interni di edifici con umidità dell'aria molto bassa	1	-		C12/15	-	15
2 Corrosione delle armature per effetto della carbonatazione								
XC1	Secco o permanentemente bagnato	Cis per interni di edifici con umidità relativa bassa o immerso in acqua	2a	0,65	260	C20/25	-	20
XC2	Bagnato, raramente secco	Superfici in cls a contatto con acqua per lungo tempo es. fondazioni	2a	0,60	280	C25/30	-	20
XC3	Umidità moderata	Cis per interni con umidità relativa moderata o alta e cls all'esterno protetto dalla pioggia	5a	0,55	280	C30/37	-	30
XC4	Ciclicamente bagnato ed asciutto	Superfici in cls a contatto con l'acqua, non nella classe XC2	4a, 5b	0,50	300	C30/37	-	30
3 Corrosione delle armature per effetto dei cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare								
XD1	Umidità moderata	Superfici in cls esposte a nebbia salina	5a	0,55	300*	C30/37	-	30
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Piscine; cls esposto ad acque industriali contenenti cloruri	4a, 5b	0,55	300	C30/37	-	30
XD3	Ciclicamente bagnato ed asciutto	Parti di ponti esposte a spruzzi contenenti cloruri, pavimentazioni di parcheggi	5c	0,45	320	C35/45	-	40
4 Corrosione delle armature indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare								
XS1	Esposto alla nebbia salina ma non all'acqua di mare	Strutture prossime o sulla costa	4a, 5b	0,50	300	C30/37	-	30
XS2	Permanentemente sommerso	Parti di strutture marine	5c	0,45	320	C35/45	-	40
XS3	Zone esposte alle onde o alla marea	Parti di strutture marine	5c	0,45	340	C35/45	-	40
5 Attacco dei cicli di gelo/disgelo con o senza sali disgelanti								
XF1	Moderata saturazione d'acqua in assenza di sali disgelanti	Superfici verticali in cls esposte alla pioggia e al gelo	2b	0,55	300	C30/37	-	30
XF2	Moderata saturazione d'acqua in presenza di sali disgelanti	Superfici verticali in cls di strutture stradali esposte al gelo e nebbia dei sali disgelanti	3, 4b	0,55	300	C25/30	4,0 e aggregati resistenti al gelo/Disgelo	30
XF3	Elevata saturazione d'acqua in assenza di sali disgelanti	Superfici orizzontali in cls esposte alla pioggia e al gelo	2b	0,50	320	C30/37	4,0 e aggregati resistenti al gelo/Disgelo	30
XF4	Elevata saturazione d'acqua in presenza di sali disgelanti o acqua di mare	Strade e impalcati da ponte esposti ai sali disgelanti. Superfici in cls esposte direttamente a nebbia contenente sali disgelanti	3, 4b	0,45	340	C30/37	4,0 e aggregati resistenti al gelo/Disgelo	40
6 Attacco chimico								
XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	5a	0,55	300	C30/37	-	30
XA2	Ambiente chimico moderatamente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	4 ^a , 5b	0,50	320 cemento resistente ai solfati	C30/37	-	30
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	5c	0,45	360 cemento resistente ai solfati	C35/45	-	40

Conglomerato cementizio per elementi strutturali:

ELEMENTO	CLASSE DI ESPOSIZIONE	CLASSE DI RESISTENZA MINIMA (Mpa)	COPRIFERRO (mm)	CLASSE DI CONSISTENZA	CLASSE DI CONTENUTO IN CLORURI	DIMENSIONE MASSIMA NOMINALE DEGLI AGGREGATI (mm)
PALI $\phi < 800\text{mm}$ PALI $\phi > 800\text{mm}$	XC1	C25/30	60 70	S4	0.40	32
PLINTI	XC2	C25/30	50	S4	0.40	32
PULVINI ED ELEVAZIONE SPALLE	XC4+XD1+XF4	C32/40	50	S4	0.40	25
BAGGIOLI E RITEGNI	XC4+XD1+XF4	C35/45	40	S5	0.40	20
IMPALCATI GETTATI IN OPERA	XC4+XD3+XF4	C35/45	40	S4/S5	0.20	25
TRAVI PREFABBRICATE	XC4+XD3+XF4	C45/55	40	S4/S5	0.20	20/25
SOLETTE GETTATE IN OPERA	XC4+XD3+XF4	C35/45	50	S4/S5	0.20	25

4.2 CALCESTRUZZO PER MAGRONE

Per il magrone di sottofondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe Rck 15.

4.3 CALCESTRUZZO PER PALI DI FONDAZIONE

Per la realizzazione dei pali di fondazione in cemento armato delle spalle, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe Rck $\geq 30 \text{ N/mm}^2$, che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	$\rightarrow f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} =$	24.90 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	$\rightarrow f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 =$	14.16 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione elastica	$\rightarrow \sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} =$	15.00 N/mm ²
Resistenza a trazione media	$\rightarrow f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} =$	2.56 N/mm ²
Resistenza a trazione	$\rightarrow f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} =$	1.795 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	$\rightarrow f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.197 N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	$\rightarrow \tau_c = 0.50 \cdot f_{ctk} =$	0.900 N/mm ²

4.4 CALCESTRUZZO PER OPERE DI FONDAZIONE

Per la realizzazione della platea di fondazione in cemento armato delle spalle, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe Rck $\geq 30 \text{ N/mm}^2$, 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	→ $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 =$	14.16 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione elastica	→ $\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} =$	15.00 N/mm ²
Resistenza a trazione media	→ $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} =$	2.56 N/mm ²
Resistenza a trazione	→ $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} =$	1.795 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.197 N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	→ $\tau_c = 0.50 \cdot f_{ctk} =$	0.900 N/mm ²

4.5 CALCESTRUZZO PER OPERE DI ELEVAZIONE

Per la realizzazione delle opere di elevazione in cemento armato delle spalle, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe $R_{ck} \geq 40$ N/mm², 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	→ $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} =$	3.10 N/mm ²
Resistenza a trazione	→ $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} =$	2.169 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.446 N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	→ $\tau_c = 0.50 \cdot f_{ctk} =$	1.080 N/mm ²

* La resistenza a taglio elastica è una tensione assunta dagli scriventi come limite superiore per la massima tensione sollecitante a taglio, nel caso di verifica sismica. Dovendo in tal caso la sezione rimanere in campo elastico e non essendoci da normativa una tensione elastica di riferimento, si è assunto che tale tensione sia assunta pari a: $f_{ctE} = 0.5 \cdot f_{ctk}$.

4.1 CALCESTRUZZO PER TRAVI PREFABBRICATE IN C.A.P.

Per la realizzazione della soletta d'impalcato in cemento armato, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe $R_{ck} \geq 55$ N/mm², che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	→ $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} =$	45.65 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	→ $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 =$	25.86 N/mm ²
Resistenza a trazione media	→ $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} =$	3.83 N/mm ²
Resistenza a trazione	→ $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} =$	2.68 N/mm ²

Resistenza a trazione di calcolo $\rightarrow f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.78 \text{ N/mm}^2$

4.2 CALCESTRUZZO PER SOLETTA IMPALCATO

Per la realizzazione della soletta d'impalcato in cemento armato, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe $R_{ck} \geq 45 \text{ N/mm}^2$, che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	$\rightarrow f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} =$	37.35 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	$\rightarrow f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 =$	21.16 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione elastica	$\rightarrow \sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} =$	22.41 N/mm ²
Resistenza a trazione media	$\rightarrow f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} =$	3.35 N/mm ²
Resistenza a trazione	$\rightarrow f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} =$	2.35 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	$\rightarrow f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.56 N/mm ²

4.3 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	$\geq 450 \text{ MPa}$
Limite di rottura f_t	$\geq 540 \text{ MPa}$
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	$\rightarrow \sigma_c = 0.80 \cdot f_{yk} =$	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

4.4 ACCIAIO PER ARMATURA DA PRECOMPRESSIONE

Barre per tiranti e per cavi da precompressione:

Si adotta acciaio armonico in trefoli da 0.6" (area 139 mm²) stabilizzato avente caratteristiche:

Tensione caratteristica a rottura $\rightarrow f_{ptk} \geq 1860.00$

Carico caratteristico all'1%

 $\rightarrow f_{p(0.1)k} \geq$

 N/mm²

1670.00

 N/mm²

4.5 COPRIFERRI

Spalle - Si adottano copriferri pari a:

	Copriferro - c_{min} [mm]
<i>FONDAZIONI</i>	
Pali $f < 800\text{mm}$	60
Pali $f \geq 800\text{mm}$	70
Platea	50
<i>ELEVAZIONE</i>	
Fusti / Risvolti / Orecchie	50
Baggioli	40
Cordoli	40

Impalcato - Si adottano copriferri pari a:

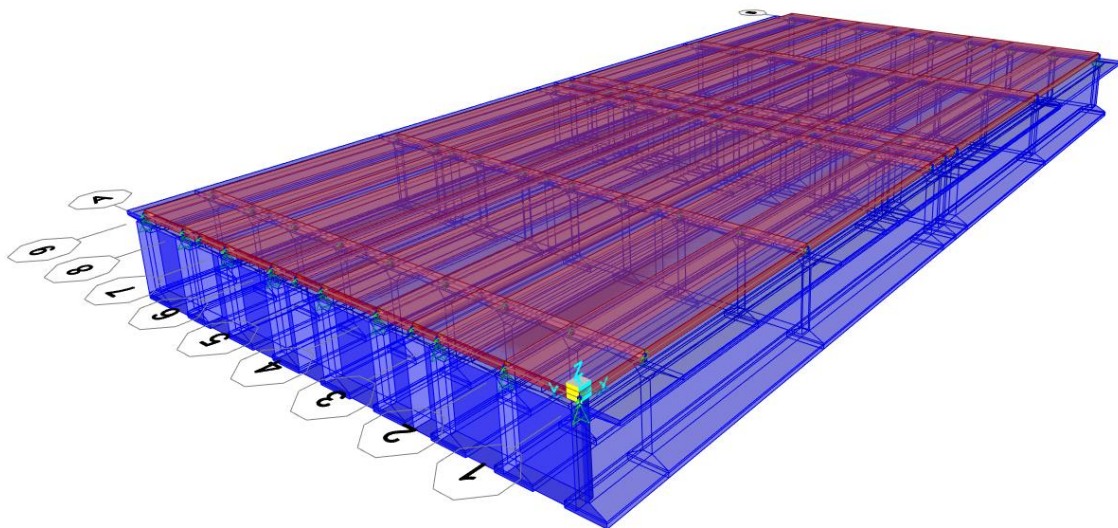
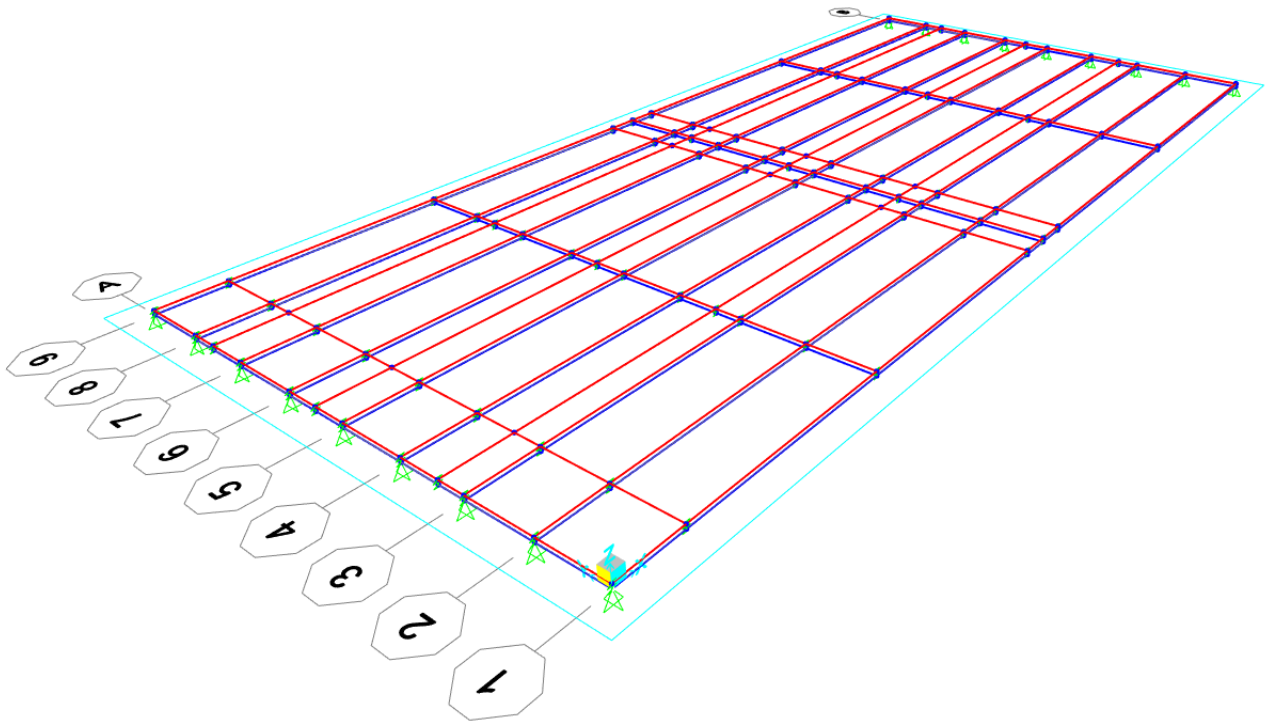
	Copriferro - c_{min} [mm]
Soletta	40

5 CALCOLO DELLA STRUTTURA - IMPALCATO

5.1 MODELLO DI CALCOLO

La struttura è risolta mediante metodo di calcolo automatico attraverso l'impiego del software Sap2000 v23.

La struttura è rappresentata da un modello tridimensionale, in cui si sono considerati tutti gli elementi strutturali opportunamente modellati. Il comportamento a piastra della soletta di calcestruzzo è stato considerato con degli elementi bidimensionali mentre le travi sono state schematizzate tramite elementi frame. Le connessioni, invece, tra i nodi delle travi con quelli della soletta vengono rappresentate mediante link rigidi per permettere il trasferimento degli sforzi tra i due elementi resistenti.

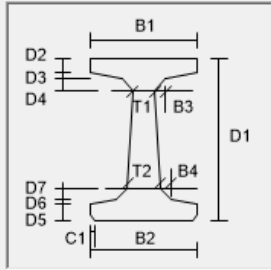


Sezioni elementi FEM

Di seguito si riportano le sezioni adottate per gli elementi Fem utilizzati nel modello di calcolo.

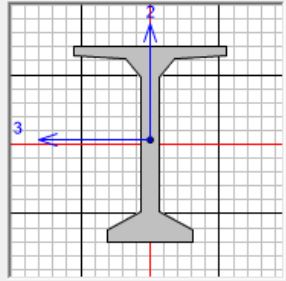
Trave Principale:

Section Dimensions



B1	1250,
B2	700,
B3	120,
B4	270,
D1	1600,
D2	70,4
D3	29,6
D4	150,
D5	70,
D6	29,6
D7	150,
T1	160,
T2	160,
C1	0,

Section



Properties

C55/67

Section Properties...

Time Dependent Properties...

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	1
Moment of Inertia about 3 axis	1,56
Mass	1
Weight	1

Soletta:

Section Name SOLETTA 15 Display Color

Section Notes

Type

Shell - Thin

Shell - Thick

Plate - Thin

Plate Thick

Membrane

Shell - Layered/Nonlinear

Thickness

Membrane Bending

Material

Material Name C45/55 Material Angle

Time Dependent Properties

Concrete Shell Section Design Parameters

Stiffness Modifiers **Temp Dependent Properties**

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Membrane f11 Modifier	<input type="text" value="0,001"/>
Membrane f22 Modifier	<input type="text" value="1"/>
Membrane f12 Modifier	<input type="text" value="1"/>
Bending m11 Modifier	<input type="text" value="0,001"/>
Bending m22 Modifier	<input type="text" value="1"/>
Bending m12 Modifier	<input type="text" value="1"/>
Shear v13 Modifier	<input type="text" value="1"/>
Shear v23 Modifier	<input type="text" value="1"/>
Mass Modifier	<input type="text" value="1"/>
Weight Modifier	<input type="text" value="1"/>

5.2 ANALISI DEI CARICHI

5.2.1 PESO PROPRIO TRAVI E SOLETTA

Il peso proprio relativo alle travi e alla soletta è determinato automaticamente dal programma di calcolo, considerando la sezione trasversale delle aste ed il peso specifico del calcestruzzo posto pari, questo carico è inserito nella condizione di carico elementare "DEAD".

5.2.2 CARICHI PERMANENTI

Si riassumono di seguito i valori dei carichi permanenti:

Pavimentazione: $q_{pav} = 3.00 \text{ kN/mq}$

Barriera antirumore: $q_{ba} = 4.00 \text{ kN/m}$

Barriera sicurezza: $q_{bs} = 2.00 \text{ kN/m}$

Peso cordoli: $q_{bs1} = 25 \text{ kN/m}^3 * 0,69 \text{ m}^2 = 17,25 \text{ kN/m}$

$q_{bs2} = 25 \text{ kN/m}^3 * 0,25 \text{ m}^2 = 6,3 \text{ kN/m}$

$q_{bs9} = 25 \text{ kN/m}^3 * 0,29 \text{ m}^2 = 7,33 \text{ kN/m}$

5.2.3 EFFETTI DEL RITIRO

Si considera soggetta a fenomeni di ritiro la sola soletta superiore.

La deformazione totale da ritiro si può esprimere come:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

dove:

ε_{cs} è la deformazione totale per ritiro

ε_{cd} è la deformazione per ritiro da essiccamento

ε_{ca} è la deformazione per ritiro autogeno.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h^* \varepsilon_{c0}$$

può essere valutato mediante i valori delle seguenti Tab. 11.2.Va-b (NTC) in funzione della resistenza caratteristica a compressione, dell'umidità relativa e del parametro h_0 .

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno $\varepsilon_{ca,\infty}$ può essere valutato mediante l'espressione:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = -2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (\text{con } f_{ck} \text{ in N/mm}^2)$$

Assumendo come umidità relativa $U_r = 70\%$, si ha il seguente valore del ritiro: $\varepsilon_{cs} = -0.00035$

Trattandosi di un fenomeno lento si utilizza un modulo di elasticità pari a $1/3 E_c$.

L'effetto del ritiro è stato equiparato ad una distorsione termica uniforme di -35°C tale da determinare una contrazione della soletta pari a quella prevista per il ritiro da normativa, che comporta:

$$\varepsilon_{cs} = -0.00035 \rightarrow \Delta L/L = \alpha \cdot \Delta T \rightarrow \Delta T = \varepsilon / \alpha = 0.00035 / 0.00001 = -35^\circ$$

5.2.4 EFFETTI DELLE DILATAZIONI TERMICHE DIFFERENZIALI

Gli effetti termici sono suddivisi in una variazione uniforme di temperatura

- **Variazione di temperatura uniforme**, il valore di delta termico è:

$$\Delta T = \pm 25^\circ \text{C}$$

5.2.5 CEDIMENTI VINCOLARI

Si ipotizza l'entità di tali cedimenti sulla base delle istruzioni delle Ferrovie dello Stato. Tale documento suggerisce di assumere per essi un valore pari ad $1/5000$ della luce delle campate afferenti sull'appoggio. Trattandosi di un fenomeno "lento", gli effetti prodotti dai cedimenti (qualora presi in considerazione) verranno determinati sul modello 2 (coeff. di omogeneizzazione $n=18$)

L'entità di tali cedimenti sarà pari a:

$$\delta = L_{\text{media}} / 5000$$

ed in particolare

$$\delta_{Sb} = \delta_{Sa} = 22,5 / 5000 = 4,5 \text{ mm}$$

5.2.6 AZIONE DEL VENTO

In accordo con le norme tecniche per le costruzioni (NTC18), la struttura in esame, situata in Veneto, ricade in Zona 1, su suolo riconducibile a una Classe di Rugosità D, a più di 30 Km dal mare. Pertanto la Categoria di Esposizione è la II. Si ottiene:

Velocità di riferimento

$$v_b = 25 \text{ m/s}$$

Velocità di riferimento relativa al periodo di ritorno

$$v_b(T_r=500) = \alpha_r(T_r) v_b = 1.12318 \cdot 25 = 28.079 \text{ m/s}$$

Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = 0.50 \rho v_{b500}^2 = 0.50 \cdot 1.25 \cdot 28.08^2 = 492.79 \text{ N/m}^2$$

dove

$$\rho = 1.25 \text{ Kg/m}^3 \text{ densità dell'aria;}$$

Coefficiente di esposizione

$$c_e = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] = 2.181 \xrightarrow{\text{con}} c_t = 1$$

dove:

$$K_r = 0.19 ;$$

$$z_0 = 0.05 \text{ m ;}$$

$$z_{\min} = 4.0 \text{ m} < z = 14 \text{ m (altezza impalcato rispetto al suolo);}$$

Pressione del vento

$$p = q_b c_e c_p c_d = 492.79 \times 2.181 \times 1 \times 1 = 1.07 \text{ kN/m}^2$$

dove

$$c_p = 1 \quad \text{è il coefficiente di forma;}$$

$$c_d = 1 \quad \text{è il coefficiente dinamico.}$$

A favore di sicurezza si assume l'azione del vento agente sulla barriera antirumore, con pressione pari a $p_v = 2.50 \text{ kN/m}^2$.

Considerando la geometria generale del ponte e la presenza sui lati esterni della barriera antirumore, si considera un'altezza massima di 5.22m. Per la verifica di resistenza dell'impalcato la condizione di vento significativa è quella con direzione del vento trasversale allo stesso, e quindi ortogonale alla barriera.

L'entità delle azioni conseguenti a tale configurazione di carico sarà:

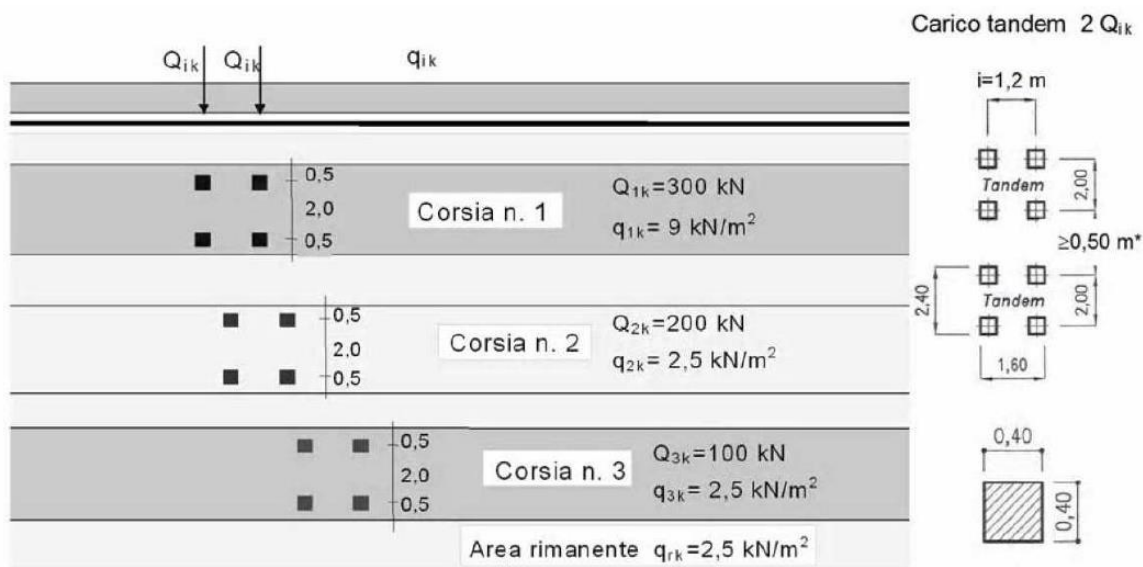
$$F_v = 2.50 \cdot (5.22) = 13.05 \text{ kN/m}$$

$$M_v = 2.50 \cdot 5.22^2 / 2 = 34.06 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$F_{v \text{ vert}} = M_v / b_{tr.esterne} = 34.06 / 10\text{m} = 3.46 \text{ kN/m}$$

5.2.7 CARICHI MOBILI (Q)

Si considerano le azioni da traffico dello Schema di Carico 1, le cui caratteristiche sono riportate nella figura seguente:



Schema di carico 1 (dimensioni in [m])

*per $w_1 \leq 2,90 \text{ m}$

La folla compatta, con valore di combinazione 2.50 kN/m^2 (Schema di Carico 5), viene presa in considerazione perché è presente un marciapiede lato est.

Come previsto dalla normativa vigente le corsie di carico sono affiancate con larghezza convenzionale di 3.00 m ciascuna; per la larghezza della carreggiata di $8,5 \text{ m}$ si prendono in considerazione 2 colonne di carico.

smat

5.2.8 AZIONE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE

L'azione di frenatura si distribuisce sulle pile e sulle spalle in maniera direttamente proporzionale alle rigidità degli appoggi che le collegano all'impalcato.

La forza totale di frenatura sull'impalcato di una via di corsa è pari a:

$$F_{\text{fren}} = 0.6 \cdot (2Q_{1k}) + 0.10 q_{1k} \cdot w_1 \cdot L = \quad \quad \quad \mathbf{425} \quad \quad \quad \text{kN}$$

5.2.9 AZIONI SISMICHE

Il criterio di dimensionamento per l'impalcato in condizioni sismiche, secondo il par. 7.9.5.3 della Norma è che esso non subisca danni per le azioni corrispondenti allo SLV, ossia per effetto delle massime sollecitazioni indotte dall'azione sismica di progetto; inoltre, essendo presenti apparecchi di appoggio dissipativi, il par. 7.10.2 prevede il mantenimento in campo elastico della sovrastruttura.

Le sollecitazioni si determineranno quindi riferendosi allo spettro di risposta elastico e le verifiche di resistenza si effettueranno rispetto ai limiti di resistenza propri degli SLE ossia per la soletta ai limiti tensionali di cui al par. 4.1.2.2.5 delle Norme e per la struttura metallica effettuando le verifiche con il metodo elastico.

Ai sensi del par. 5.1.3.12 delle NTC si assume per i carichi da traffico un coefficiente $\psi_{2j}=0.2$ sia nella combinazione delle azioni sia per la definizione dell'effetto dell'azione sismica.

5.3 ANALISI STRUTTURALE

Il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche di resistenza sono state effettuate con riferimento alle travi maggiormente sollecitate, secondo quanto già indicato al par. 6.2.8.

5.4 TRAVI PRINCIPALI

Sono state verificate le sezioni maggiormente sollecitate analizzando le diverse fasi costruttive. È stata eseguita una verifica fase 1, rappresentativa dello stato tensionale delle travi principali con carichi agenti derivanti dalla soletta considerate come preso proprio.

Inoltre è stata considerata la verifica fase 2 quando il calcestruzzo sviluppa tutti i fenomeni lenti. Per questo motivo sono state calcolate le tensioni per le diverse combinazioni di carico SLU.

5.4.1 VERIFICHE DI RESISTENZA

Tramite il programma VCA siamo pervenuti ai momenti resistenti ultimi che la sezione può supportare.

Verifica a fase 1:

Titolo: FASE 1

N° Vertici: 14 Zoom N° barre: 8 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	35	0	1	0,5	0	171
2	35	20	2	0,5	0	164
3	8	30	3	19,01	0	156
4	8	135	4	19,01	0	5
5	20	150	5	19,01	0	15
6	62	153	6	5,09	0	30

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 959 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Cavo snervato

M_{xRd} 5.436 kN m

Materiali

B450C	C45/55
ϵ_{su} 67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm²	ϵ_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm²	f_{cd} 25,5
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0,8
ϵ_{syd} 1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 16
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0,9333
	τ_{c1} 2,543

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

Armatura Precompressione
 N° cavi: 2 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]	σ_{sp} [MPa]
1	8,4	0	10	1080
2	5,6	0	30	1080

Tipo cavo Trefolo

ϵ_{su} 67,5 ‰
 f_{yd} 1.500 N/mm²
 E_s/E_c 6
 ϵ_{syd} 7,5 ‰
 $\sigma_{s,adm}$ 1080 N/mm²

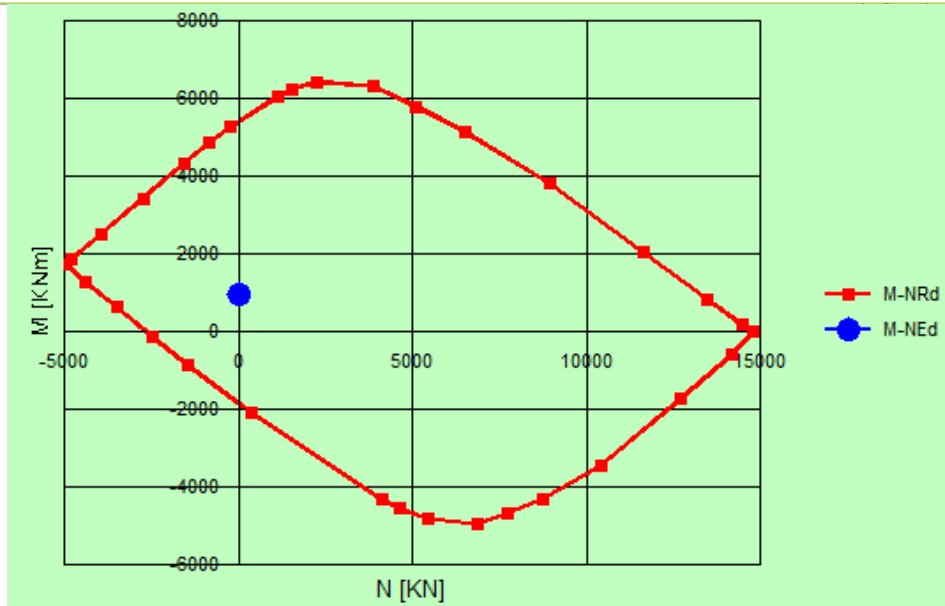
Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

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

σ_{sp} 1.500 N/mm²
 ϵ_{sp} 29,68 ‰ compressa prefef.

Precompresso



Verifica a fase 2:

Titolo : _____

N° Vertici 14 **Zoom** **N° barre** 8 **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	35	0	1	10,05	0	171
2	35	20	2	10,05	0	164
3	8	30	3	19,01	0	156
4	8	135	4	19,01	0	5
5	20	150	5	19,01	0	15
6	62	153	6	5,09	0	30

Sollecitazioni
S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed} 371 **0** kN
M_{xEd} 3580 **0** kNm
M_{yEd} 0 **0**

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

Tipologia
 Rettangoli Coord.

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

Tipologia flessione
 Retta Deviata

Armatura Precompressione
N° cavi 2 **Zoom**

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]	σ _{sp} [MPa]
1	8,4	0	10	1080
2	5,6	0	30	1080

Tipologia cavo Trefolo

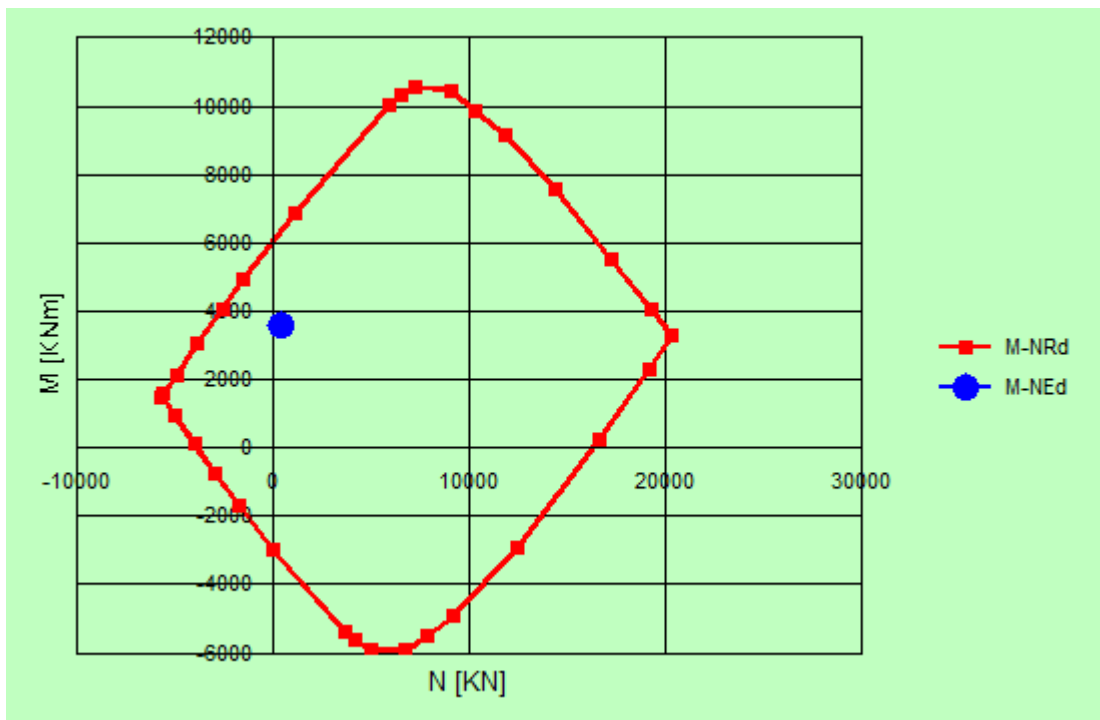
ε_{su} 67,5 ‰ **ε_{c2}** 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm² **ε_{cu}** 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² **f_{cd}** 25,5 ‰
E_s/E_c 15 **f_{cc}/f_{cd}** 0,8
ε_{syd} 1,957 ‰ **σ_{c,adm}** 16
σ_{s,adm} 255 N/mm² **τ_{co}** 0,9333
τ_{c1} 2,543

M_{xRd} 6.348 kN m
σ_c -25,5 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 33,16 ‰
d 170 cm
x 16,23 **x/d** 0,09548
δ 0,7

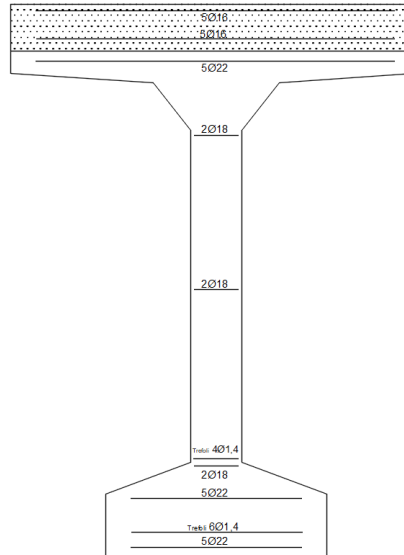
N° rett. 100
σ_{sp} 1.500 N/mm²
ε_{sp} 37,48 ‰ compressa pref.

Calcola MRd **Dominio M-N**
L₀ 0 cm **Col. modello**

Precompresso



Nella figura sottostante vengono riportate graficamente le armature previste per l'impalcato.



5.4.2 VERIFICA A TAGLIO NEGLI APPOGGI

Si riporta la verifica di resistenza a taglio come da par. 4.1.2.3.5.2 NTC2018, si prescrivono staffe Ø12 con copriferro di 4 cm.

$$A_{sv} := 2,26 \text{ cm}^2 \quad \text{armatura staffe } \varnothing 12$$

$$f_{yd} := 391 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$b := 16 \text{ cm}$$

$$h := 160 \text{ cm}$$

$$c := 4 \text{ cm}$$

$$s := 10 \text{ cm}$$

$$\alpha := 90^\circ$$

$$d := h - c = 1,56 \text{ m}$$

$$V_{ed} := 1800 \text{ kN}$$

$$VR := 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sv}}{s} \cdot f_{yd} \cdot 2 \cdot \sin(\alpha) = 2481,32 \text{ kN}$$

verifica soddisfatta

5.4.3 VERICHE SLE

Si riporta la verifica allo stato limite di fessurazione come da NTC18 §4.1.2.2.4

CLASSE C45/55

$$f_{ctm} := 4,34 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad E_s := 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E_c := 38214,21 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$b := 40 \text{ cm} \quad A_{bras} := 19 \text{ cm}^2$$

$$h := 65 \text{ cm} \quad c := 4 \text{ cm} \quad A_{comp} := 20 \text{ cm}^2$$

$$d := h - c = 61 \text{ cm} \quad M := 223 \text{ kN m}$$

$$\phi := 22 \text{ mm}$$

$$n := 15$$

$$x := 20,78 \text{ cm} \quad \sigma_s := \frac{M}{0,9 \cdot (h - c) \cdot A_{bras}} = 213,79 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$h_{eff} := \min \left(\begin{array}{l} 2,5 \cdot (h - d) \\ \frac{h}{2} \\ h - x \end{array} \right) = 10 \text{ cm}$$

$$A_{oeff} := b \cdot h_{eff} = 400 \text{ cm}^2$$

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_c} = 5,23 \quad \rho_{oeff} := \frac{A_{bras}}{A_{oeff}} = 0,0475$$

$$k_t := 0,6$$

$$k_1 := 0,8 \quad \text{barra aderenza migliorata}$$

$$k_2 := 0,5 \quad \text{nel caso di flessione 0,5, nel caso di trazione 1}$$

$$k_3 := 3,4$$

$$k_4 := 0,425$$

deformazione unitaria media delle barre

$$\varepsilon_{sm} := \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{oeff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{oeff})}{E_s} = 0,0007266817 \quad \text{maggiore di:} \quad 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,000641357492$$

$$\Delta_{sm} := \frac{k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{oeff}}}{1,7} = 12,63 \text{ cm}$$

$$\bar{w}_K := 1,7 \cdot \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm} = 0,16 \text{ mm} \quad \text{minore di } 0,2 \text{ mm}$$

5.5 VERIFICA A TAGLIO PER BARRE DI ANCORAGGIO SOLETTA

Dalle analisi delle combinazioni relative alle SLU, risulta che in corrispondenza della parte superiore della trave, si verifica una tensione del calcestruzzo $\sigma_c=1,93\text{N/mm}^2$, considerando una superficie di contatto tra soletta e trave pari a $1,2\text{m}\cdot 1\text{m}$ si ottiene una forza tagliante $F_{Ed}=2412\text{ kN}$.

Prevedendo 4 barre di taglio $\varnothing 20/15\text{ cm}$ e considerando che in 1 metro vi sono presenti 6 coppie di barre si ancoraggio si ottiene un'area complessiva $A_b=75,36\text{cm}^2$.

Viene ricavato il taglio resistente $F_{Rd}= A_b \cdot f_{yd}=7536\text{ mm}^2 \cdot 391\text{N/mm}^2=2946\text{kN}$

La verifica risulta soddisfatta in quanto $F_{Rd} > F_{Ed}$

5.6 SOLETTA

La verifica della soletta risulta integrata nella verifica di resistenza della trave principale in quanto si considera l'effetto della trave e della soletta interamente collaborante sia longitudinalmente che trasversalmente, grazie alla presenza di barre di ancoraggio verificate al §5.4.

5.7 TRAVERSI PRINCIPALI SPALLA/PILA

Sono state verificate le sezioni maggiormente sollecitate analizzando le diverse fasi costruttive. È stata eseguita una verifica fase 2 quando il calcestruzzo sviluppa tutti i fenomeni lenti. Per questo motivo sono state calcolate le tensioni per le diverse combinazioni di carico SLU.

5.7.1 VERIFICHE DI RESISTENZA

Tramite il programma VCA siamo pervenuti ai momenti resistenti ultimi che la sezione può supportare.

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	30	140

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,21	5
2	15,21	70
3	15,21	135
4	15,21	30
5	15,21	105

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

Sollecitazioni
 S.L.U. **Metodo n**

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali

ϵ_{su}	67,5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm²	ϵ_{cu}	3,5 ‰
E_s	200.000 N/mm²	f_{cd}	19,83
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	13,5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0,8
		τ_{c1}	2,257

M xR_d 2,569 kNm

σ_c -19,83 N/mm²

σ_s 391,3 N/mm²

ϵ_c 3,5 ‰

ϵ_s 3,629 ‰

d 135 cm

x 66,28 x/d 0,491

δ 1

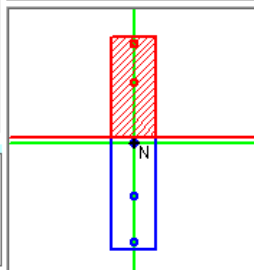
Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

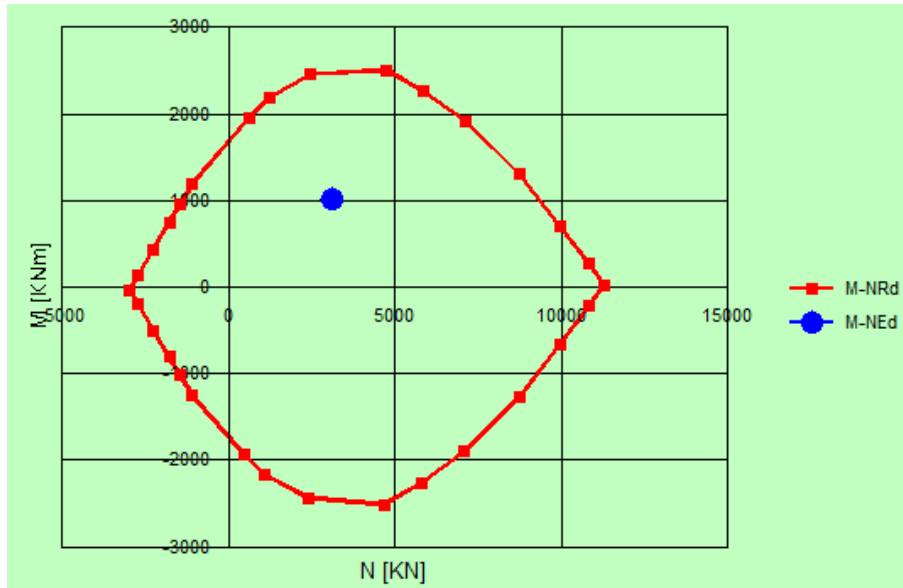
Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

L_0 0 cm

Precompresso





5.7.1 VERIFICA A TAGLIO NEGLI APPOGGI

Si riporta la verifica di resistenza a taglio come da par. 4.1.2.3.5.2 NTC2018, si prescrivono staffe $\varnothing 12$ passo 10 cm con copriferro di 4 cm.

$$A_{sw} := 2,26 \text{ cm}^2 \quad \text{armatura staffe} \quad \text{STAFFE } \varnothing 12$$

$$f_{yd} := 391 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$b := 30 \text{ cm}$$

$$h := 140 \text{ cm}$$

$$c := 4 \text{ cm}$$

$$s := 10 \text{ cm}$$

$$\alpha := 90^\circ$$

$$d := h - c = 1,36 \text{ m}$$

$$V_{ed} := 1600 \text{ kN}$$

$$VR := 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot 2 \cdot \sin(\alpha) = 2163,2 \text{ kN}$$

verifica soddisfatta

5.7.1 VERICHE SLE

Si riporta la verifica allo stato limite di fessurazione come da NTC18 §4.1.2.2.4

CLASSE C35/45

$$f_{otm} := 3,35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E_s := 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E_o := 34625,5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$b := 30 \text{ cm}$$

$$h := 140 \text{ cm}$$

$$c := 4 \text{ cm}$$

$$d := h - c = 136 \text{ cm}$$

$$\phi := 22 \text{ mm}$$

$$n := 15$$

$$x := 66 \text{ cm}$$

$$A_{brras} := 15,21 \text{ cm}^2$$

$$A_{oomp} := 15,21 \text{ cm}^2$$

$$M := 350 \text{ kN m}$$

$$\sigma_s := \frac{M}{0,9 \cdot (h - c) \cdot A_{brras}} = 188 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$h_{oeff} := \min \left(\left(\begin{array}{c} 2,5 \cdot (h - d) \\ \frac{h}{2} \\ h - x \end{array} \right) \right) = 10 \text{ cm}$$

$$A_{oeff} := b \cdot h_{oeff} = 300 \text{ cm}^2$$

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_o} = 5,78 \quad \rho_{oeff} := \frac{A_{brras}}{A_{oeff}} = 0,0507$$

$$k_b := 0,6$$

$$k_1 := 0,8 \quad \text{barra aderenza migliorata}$$

$$k_2 := 0,5 \quad \text{nel caso di flessione 0,5, nel caso di trazione 1}$$

$$k_3 := 3,4$$

$$k_4 := 0,425$$

deformazione unitaria media delle barre

$$\varepsilon_{sm} := \frac{\sigma_s - k_b \cdot \frac{f_{otm}}{\rho_{oeff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{oeff})}{E_s} = 0,0006837245 \quad \text{maggiore di:} \quad 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,000563999433$$

$$\Delta_{sm} := \frac{k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{oeff}}}{1,7} = 12,34 \text{ cm}$$

$$W_x := 1,7 \cdot \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm} = 0,14 \text{ mm} \quad \text{minore di } 0,2 \text{ mm}$$

6 CALCOLO DELLE FRECCE MASSIME

Nelle tabella seguente si riportano i risultati in termini di abbassamenti massimi in corrispondenza della mezzeria della campata centrale e delle campate laterali per le travi longitudinali (tale spostamento è da intendersi come spostamento relativo tra l'estremo libero e l'estremo vincolato).

In particolare vengono riportati gli abbassamenti provocati dai seguenti carichi:

- Peso proprio della struttura in acciaio (sezione resistente solo acciaio);
- Peso della soletta in c.a. (sezione resistente solo acciaio);
- Peso dei carichi permanenti (sezione resistente mista omogeneizzata ad acciaio con coefficiente di omogeneizzazione: $n=18$, carichi di lunga durata – caso sezione a momento negativo non fessurata);
- Azione del Ritiro (sezione resistente mista omogeneizzata ad acciaio con coefficiente di omogeneizzazione: $n=18$, carichi di lunga durata – caso sezione a momento negativo non fessurata);
- Carichi variabili da traffico coefficiente moltiplicativo dei carichi pari a (sezione resistente mista omogeneizzata ad acciaio con coefficiente di omogeneizzazione: $n=6$, carichi di breve durata – caso sezione a momento negativo non fessurata).

Dovrà risultare che le deformazioni elastiche dovute ai carichi relative peso proprio della struttura metallica e della soletta d'impalcato $f_p \leq 1/300 L$,

$$f_p = 8,3\text{mm}$$

$$L = 21\text{m}$$

$$f_p \leq 1/300 L$$

$$8,3\text{mm} < 70\text{mm}$$

Le contrefrecce di officina sono assunte pari agli abbassamenti teorici dovuti ai carichi permanenti sommati a quelli dovuti al ritiro (solo se positivo cioè verso il basso) più il 25% degli abbassamenti teorici dovuti ai carichi mobili:

$$\text{contrefreccia} = f_{G1} + f_{G2} + f_{R+} + 0.25f_M$$

Contrefrecce di officina	Valore di calcolo	Valore assunto
Campata centrale	9mm	9mm