

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



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

CUP: J14D20000010001

U.O. PROGETTAZIONE INTEGRATA NORD

PROGETTO DEFINITIVO

**LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA
LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC VERONA-PADOVA**

NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO EST

STAZIONE DI VERONA PORTA NUOVA

FV05 - Prolungamento sottopasso Viaggiatori Lato Venezia

Relazione di calcolo prolungamento scatolare

SCALA:

-

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

I N 1 A 2 0 D 2 6 C L F V 0 5 0 0 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	V. Reale	Gen. 2022	M. Rigo	Gen. 2022	C. Mazzocchi	Gen. 2021	A. Perego Gen. 2022



File: IN1A20D26CLFV0500001A

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	5
1	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO E NORMATIVA.....	6
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA	8
2.1	GEOMETRIA SCATOLARE	10
3	CRITERI PROGETTUALI	11
3.1	VITA NOMINALE E CLASSE D'USO	11
3.2	ANALISI SISMICA	11
4	MATERIALI	12
4.1	ACCIAIO	12
	4.1.1 Acciaio per armatura strutture c.a.	12
4.2	CALCESTRUZZO.....	12
	4.2.1 Magrone di riempimento e livellamento.....	12
	4.2.2 Calcestruzzo sottovia a struttura scatolare	12
5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	12
5.1	RILEVATO FERROVIARIO.....	13
5.2	TERRENO DI FONDAZIONE.....	13
5.3	TERRENO DI RINFIANCO (RILEVATO FERROVIARIO)	14
5.4	TERRENO DI RICOPRIMENTO	14
6	DIMENSIONAMENTO SCATOLARE	15
6.1	MODELLAZIONE STRUTTURALE	15
6.2	EFFETTI DINAMICI.....	15
	6.2.1 Requisiti per l'analisi statica o dinamica.....	16
	6.2.2 Coefficiente di amplificazione dinamica	17
6.3	PARTICOLARI PRESCRIZIONI PER LE VERIFICHE.....	18

6.3.1	Combinazione dei treni di carico e delle azioni da essi derivate per più binari	18
6.3.2	Simultaneità delle azioni da traffico – Gruppi di carico	19
7	ANALISI DEI CARICHI	20
7.1.1	Calcolo del carico sulla calotta.....	20
7.1.2	Spinta sui piedritti	20
7.1.3	Spinta in presenza di sisma – Metodo di Wood.....	21
7.1.4	Spinta dell’acqua.....	21
7.1.5	Peso proprio degli elementi strutturali.....	21
7.1.6	Carichi permanenti portati.....	21
7.1.7	Azioni variabili verticali.....	22
7.1.8	Azioni variabili orizzontali	23
7.1.9	Azioni variabili ambientali	25
7.1.10	Azioni sismiche	25
7.1.11	Azioni indirette	26
7.1.12	Effetti dinamici	27
1.1.1	Avviamento e frenatura	27
7.1.13	Azioni termiche.....	28
7.1.14	Serpeggio.....	28
7.1.15	Forza Centrifuga	28
1.2.	VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ	30
1.2.1	Sghembo	30
7.2	COMBINAZIONI DI CARICO	30
7.2.1	Coefficienti parziali e di combinazione	31
7.2.2	Stati limite ultimi	33
7.2.3	Stati limite d’esercizio	34
8	MODELLO DI CALCOLO.....	34

Relazione di calcolo scatolare

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	CL 03 00 001	A	4 di 44

9	VERIFICHE STRUTTURALI	36
9.1	VERIFICHE A FLESSIONE	36
9.2	VERIFICHE A TAGLIO	40
9.2.1	<i>Fondazione</i>	41
9.2.2	<i>Piedritti</i>	41
9.2.3	<i>Traverso</i>	42
9.3	VERIFICHE AGLI SLE.....	43
10	INCIDENZA DI ARMATURA	43
11	ALLEGATO TABULATI DI CALCOLO	44

1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto la progettazione definitiva di opere strutturali relative all'Ingresso Est al Nodo AV/AC di Verona Porta Nuova della Tratta AV/AC Brescia-Verona.

L'intervento prevede la realizzazione delle nuove linee, prevalentemente in affiancamento al sedime della attuale Linea Storica Milano-Venezia, nel tratto compreso tra l'uscita dell'Autostrada Verona Nord e la radice est della Stazione Ferroviaria di Verona Porta Vescovo, per una estensione di circa 9.7 km dall'inizio dello Scalo Cason alla fine della linea AV/AC. Tali interventi sono funzionali al progetto di linea della Tratta Brescia Est – Verona.

- MODIFICA DI TRACCIATO DELLE LINEE MI-VE STORICA E VR-BRENNERO
- LINEA AV/AC MILANO-VENEZIA
- NUOVO SCALO IN LOCALITA' CASON
- RACCORDO BIVIO S.MASSIMO – VERONA P.N.
- RACCORDO Q.E. – VERONA P.N.
- INTERVENTI NELL'AMBITO DI VERONA PORTA NUOVA
- INTERVENTI NELL'AMBITO DI VERONA PORTA VESCOVO

Sono previsti interventi di potenziamento e riconfigurazione della stazione di Verona Porta Nuova e Verona Porta Vescovo. Il progetto comprende tutte le opere atte a consentire l'allaccio e l'interfaccia con le linee storiche esistenti e la risoluzione delle interferenze tra la parte di progetto stesso e l'esistente (viabilità, idrografia, ecc).



	LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC VERONA-PADOVA NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO EST					
	Relazione di calcolo scatolare	COMMESSA IN1A	LOTTO 20	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO CL 03 00 001	REV. A

1 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO E NORMATIVA

- [1] Legge nr. 1086 del 05/11/1971 – Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- [2] Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018 – Norme Tecniche per le Costruzioni 2018;
- [3] Circolare n.7 del 21/01/2019 - Istruzioni per l'applicazione dell' "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018
- [4] UNI 11104: "Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1"
- [5] UNI EN 206-1:2014: "Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità"
- [6] UNI EN 1990:2006 - "Eurocodice - Criteri generali di progettazione strutturale."
- [7] UNI EN 1991-1-1: 2004 - "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici."
- [8] UNI EN 1991-1-3: 2004 - "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve."
- [9] UNI EN 1991-1-4: 2005 - "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento."
- [10] UNI EN 1991-1-5: 2004 - "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche."
- [11] UNI EN 1991-1-6: 2005 - "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-6: Azioni in generale - Azioni durante la costruzione."
- [12] UNI EN 1991-1-7: 2006 - "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali."
- [13] - UNI EN 1991-2: 2005 - "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 2: Carichi da traffico sui ponti."
- [14] UNI EN 1992-1-1, Eurocodice 2: "Progettazione delle strutture in calcestruzzo. Parte 1: regole generali e regole per gli edifici".
- [15] UNI EN 1992-2: "Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi."
- [16] Specifica RFI DTC INC PO SP IFS 001 A - Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario.
- [17] Specifica RFI DTC INC SP IFS 002 A - Specifica per la progettazione e l'esecuzione di cavalcavia e passerelle pedonali sulla sede ferroviaria.
- [18] Specifica RFI DTC INC PO SP IFS 003 A - Specifica per la verifica a fatica dei ponti ferroviari.
- [19] Specifica RFI DTC INC PO SP IFS 006 A - Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie.
- [20] Istruzione 44 C - Visite di controllo ai ponti, alle gallerie ed alle altre opere d'arte del corpo stradale. Frequenza, modalità e relative verbalizzazioni.
- [21] Istruzione 44 M - Specifica tecnica relativa al collaudo dei materiali ed alla costruzione delle strutture metalliche per ponti ferroviari e cavalcavia ferroviaria.



LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA
LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC VERONA-PADOVA
NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO EST

Relazione di calcolo scatolare

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	CL 03 00 001	A	7 di 44

[22] Istruzione 44 S - Specifica tecnica per la saldatura ad arco di strutture destinate ai ponti ferroviari;

[23] Istruzione 44 V - Cicli di verniciatura per la protezione dalla corrosione di opere metalliche nuove e per la manutenzione di quelle esistenti.

[24] RFI DTC SI MA IFS 001 D Manuale di progettazione delle opere civili.

[25] Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019.

[26] Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 – DM 17 febbraio 2018

[27] Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

La presente relazione tecnica è relativa ai calcoli statici, sismici e alle verifiche di sicurezza dello scatolare sia per la parte gettato in opera sia per quella realizzata a spinta.

Lo scatolare è interamente realizzato in cemento armato.

L'opera presenta uno sviluppo longitudinale in asse pari a 42.81 m Gettato in opera.

L'opera non attraversa bianchi ma collega la stazione di Verona Porta Nuova con un parcheggio

La sezione trasversale dello scatolare è di 5.58 x 6.91 m, con traverso di spessore pari a 0.6 m, fondazione pari a 0.6 m e piedritti pari a 0.6 m

m. La distanza tra estradosso traverso e piano del ferro, misurato in corrispondenza degli assi ferroviari varia di cui la minima è 80 cm.

Da una parte il sottopassio va in adiacenza dello scatolare esistente, dall'altra termina con una scala ed un ascensore nei pressi di una pista ciclabile esistente.

L'opera, localizzata attraverso le sue coordinate geografiche, è verificata per le azioni sismiche relative ad una vita nominale $V_N=50$ anni, classe d'uso III ($C_u=2$) e categoria di sottosuolo tipo C.

Le verifiche di sicurezza vengono effettuate con il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite, secondo quanto previsto nel D.M. 17/01/2018.

Di seguito vengono riportate l'analisi dei carichi, il calcolo delle strutture e le relative verifiche. Per la descrizione dettagliata delle opere si rimanda agli elaborati grafici specifici.

Figura 1 - Pianta dell'opera

L'ANIMETRIA
Scala 1:100

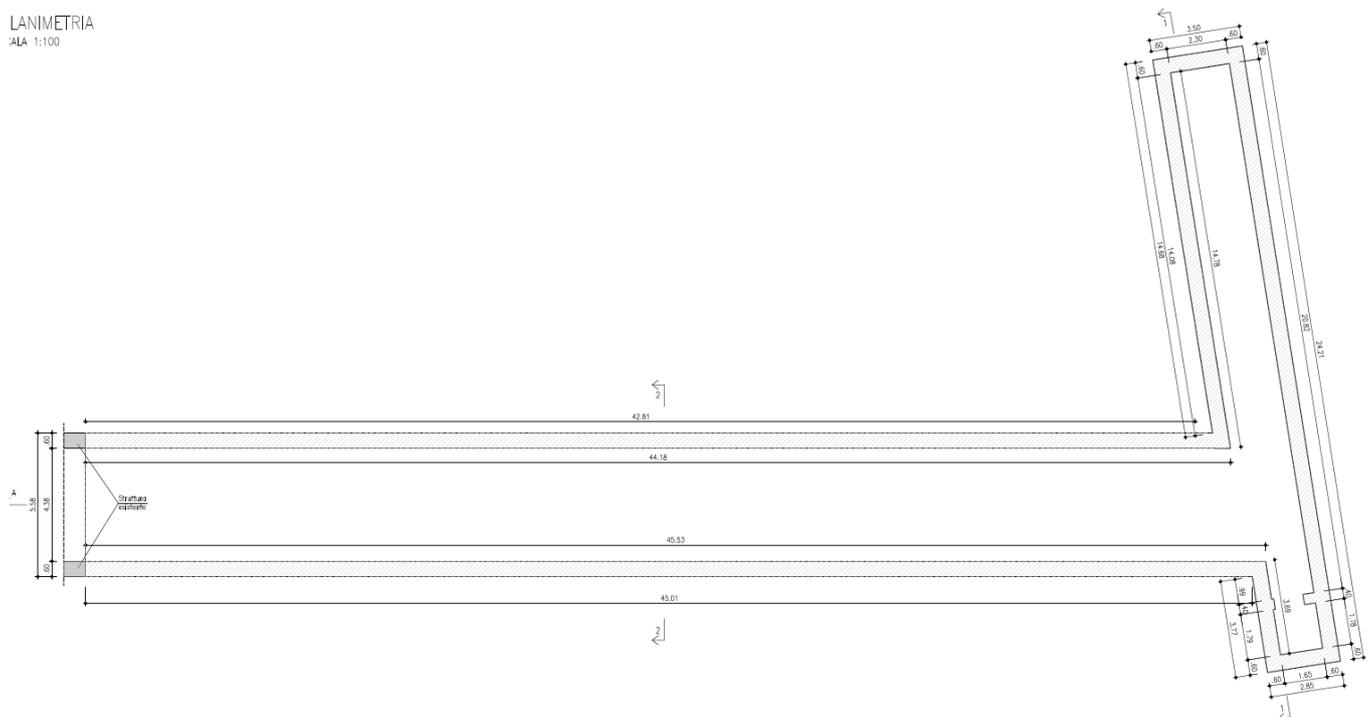


Figura 2 - Sezione longitudinale dell'opera

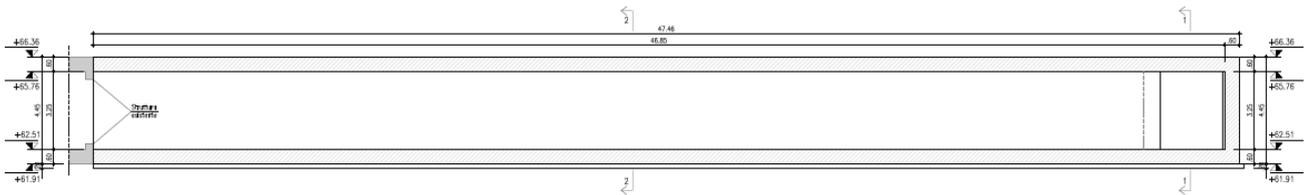
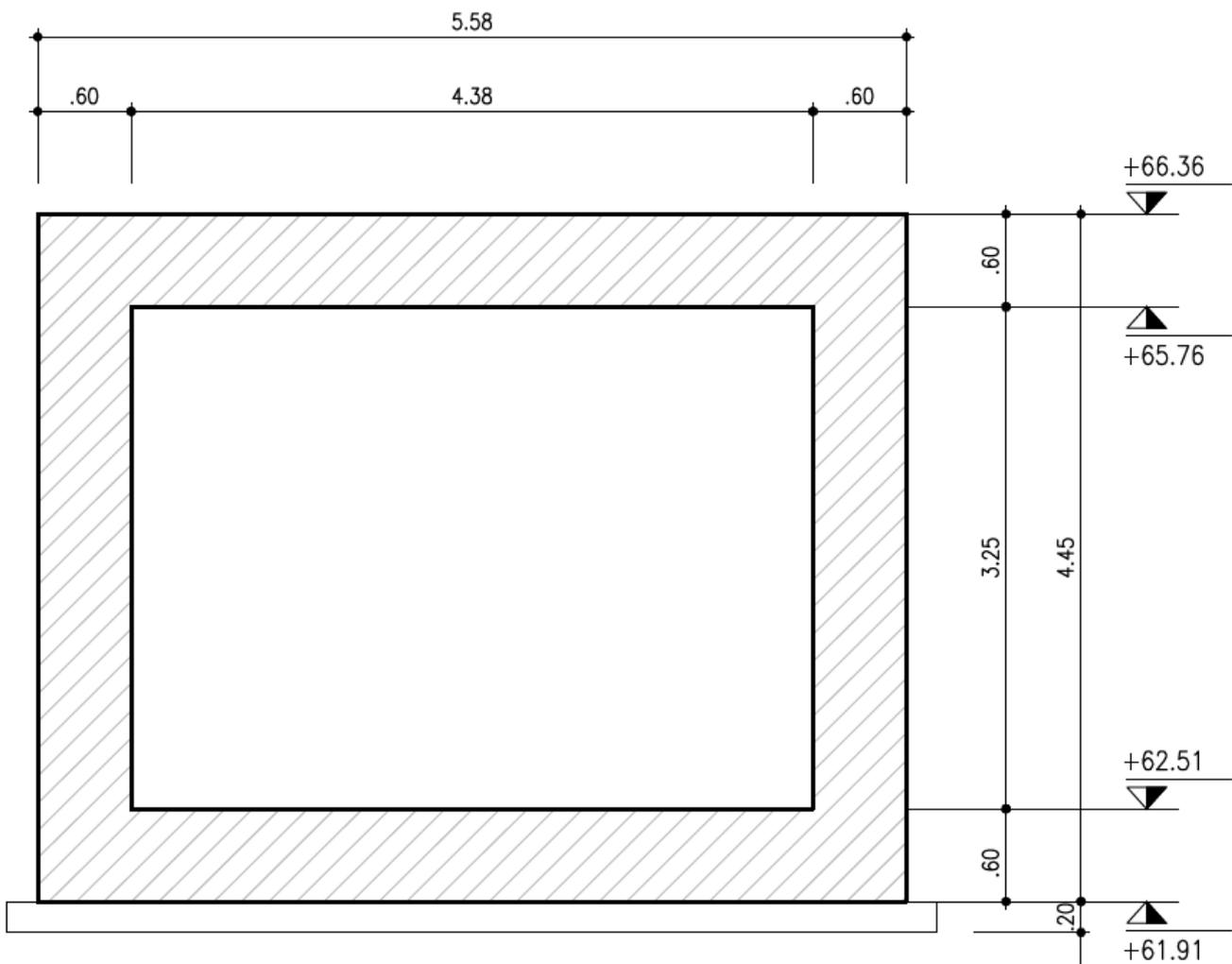


Figura 3 - Sezione trasversale



Relazione di calcolo scatolare

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	CL 03 00 001	A	10 di 44

2.1 Geometria scatolare

Altezza esterna	9,10	[m]
Larghezza esterna	17,10	[m]
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	0,00	[m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0,00	[m]
Spessore piedritto sinistro	1,30	[m]
Spessore piedritto destro	1,30	[m]
Spessore fondazione	1,30	[m]
Spessore trasverso	1,30	[m]

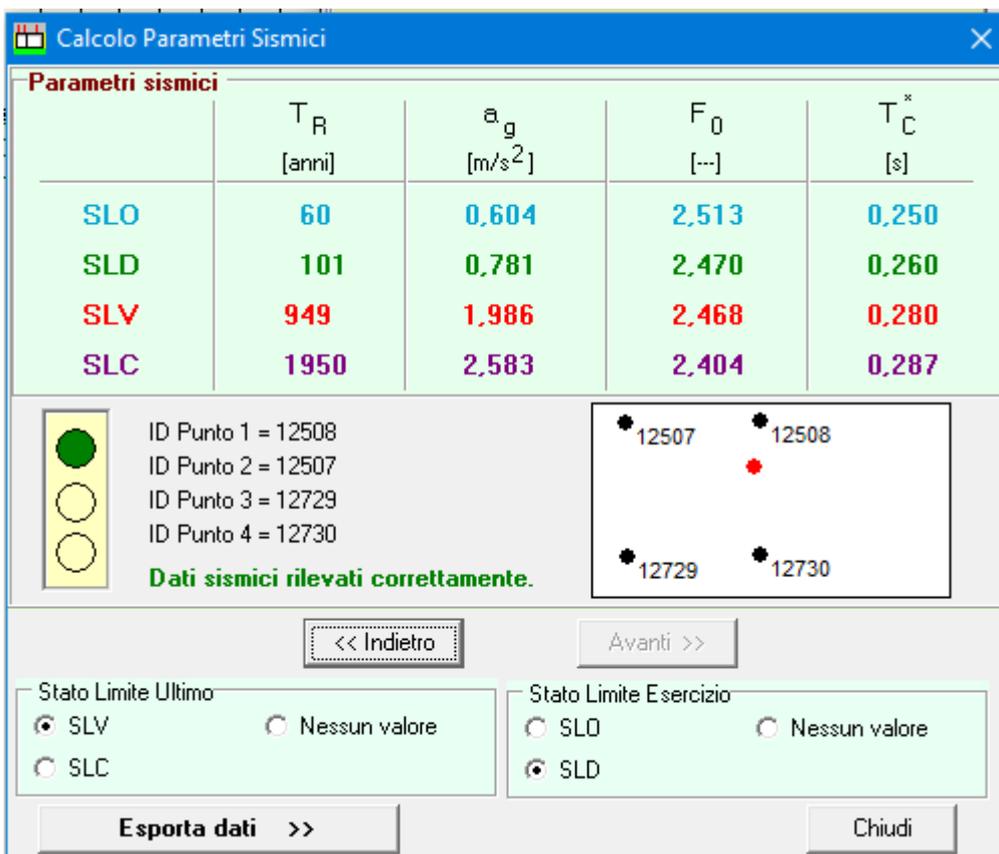
3 CRITERI PROGETTUALI

3.1 Vita nominale e classe d'uso

Altre opere esistenti a velocità $V \leq 200$ km/h	Vita nominale	50 anni
Opere d'arte del sistema di grande viabilità ferroviaria	Classe d'uso IV	$C_u = 2$

3.2 Analisi sismica

Per la definizione dell'azione sismica, si sono ricavati i parametri per le due opere più distanti e si sono usati i valori massimi.



Calcolo Parametri Sismici

	T_R [anni]	a_g [m/s ²]	F_0 [...]	T_C^* [s]
SLO	60	0.604	2.513	0.250
SLD	101	0.781	2.470	0.260
SLV	949	1.986	2.468	0.280
SLC	1950	2.583	2.404	0.287

ID Punto 1 = 12508
 ID Punto 2 = 12507
 ID Punto 3 = 12729
 ID Punto 4 = 12730
Dati sismici rilevati correttamente.

Stato Limite Ultimo
 SLV Nessun valore
 SLC

Stato Limite Esercizio
 SLD Nessun valore
 SLD

Categoria del sottosuolo	C
Condizioni topografiche	T1
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	$S_s = 1.4$
Coefficiente funzione della categoria di sottosuolo	$C_C = 1,33$
Coefficiente di amplificazione topografica	$S_T = 1,0$

4 MATERIALI

4.1 Acciaio

4.1.1 Acciaio per armatura strutture c.a.

Barre ad aderenza migliorata, saldabili, tipo B450C dotato delle seguenti caratteristiche meccaniche:

- ✓ Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} \geq 540$ MPa
- ✓ Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq 450$ MPa
- ✓ Allungamento caratteristico: $\geq 7,5$ %
- ✓ Rapporto tensione di rottura/tensione di snervamento: $1,15 \leq f_{tk}/f_{yk} < 1,35$

4.2 Calcestruzzo

4.2.1 Magrone di riempimento e livellamento

- ✓ Classe di resistenza: C12/15
- ✓ Classe di esposizione X0

4.2.2 Calcestruzzo sottovia a struttura scatolare

- ✓ Classe di resistenza: C30/37
- ✓ Classe di esposizione: XC3/XA1
- ✓ Classe di consistenza: S3 – S4
- ✓ Dimensione massima dell'inerte: 25 mm
- ✓ Copriferro minimo: 50 mm

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

In riferimento al modello geotecnico del sottosuolo che caratterizza l'area di sedime del opera si definiscono i principali parametri fisico-meccanici dei terreni interagenti con l'opera.

In relazione alla sezione trasversale dell'opera si evince una stratigrafia con caratteristiche che entrano in gioco nel calcolo strutturale dei muri dal punto di vista dei carichi e dell'interazione terreno-struttura. Procedendo dal basso verso l'alto si hanno, nell'ordine:

- il terreno di fondazione;
- il rilevato ferroviario.

Relazione di calcolo scatolare

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	CL 03 00 001	A	13 di 44

5.1 Rilevato ferroviario

Il terreno che costituisce il rilevato ferroviario ha le seguenti caratteristiche:

 Peso di volume $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

 Coesione efficace $c' = 0$

 Angolo di resistenza al taglio $\phi' = 38^\circ$

5.2 Terreno di fondazione

I principali parametri geotecnici sono riportati di seguito:

PK	Profondità m da p.c.	154+046 ÷ 156+000	156+000 ÷ 157+200	157+200 ÷ 158+100	158+100 ÷ 160+925
		ZONA 1	ZONA 2	ZONA 3	ZONA 4
WBS					
Formazione geologica					
Unita Geotecnica		UNITA' 1: Ghiaia sabbiosa			
Peso di volume g [kN/m³]		19	19	19	19
Coesione C' [kPa]		0	0	0	0
Angolo di attrito di picco ϕ' [°]	<5	44.9	44.0	40.2	40.4
	5-15	47.8	44.6	38.8	43.2
	>15	46.4	44.8	41.7	44.0
Densità relativa D_R [%]	<5	92.8	86.5	74.8	76.4
	5-15	95.3	82.7	63.1	79.9
	>15	82.3	75.8	66.2	75.3
Modulo di taglio G_i [MPa]	<5	83.2	80.3	65.7	68.6
	5-15	145.2	132.1	104.1	124.8
	>15	199.6	187.8	182.6	188.3
Modulo di deformazione elastica iniziale E_0 [Mpa]	<5	199.8	192.8	157.7	164.5
	5-15	348.5	316.9	249.7	299.5
	>15	479.1	450.8	438.1	452.0
Modulo di deformazione operativo per i rilevati E_{RIL} [Mpa]	<5	20.0	19.3	15.8	16.5
	5-15	34.9	31.7	25.0	30.0
	>15	47.9	45.1	43.8	45.2
Modulo di deformazione operativo per le opere civili E_{OC} [Mpa]	<5	40.0	38.6	31.5	32.9
	5-15	69.7	63.4	49.9	59.9
	>15	95.8	90.2	87.6	90.4
Modulo di deformazione operativo E'_{25} [Mpa]	<5	50.9	48.7	34.9	35.6
	5-15	66.3	55.5	33.1	48.8
	>15	67.6	61.8	48.6	57.3
Classe sottosuolo		B	B	B	B

L'opera in esame è situata nella Zona 1.

Costante di Winkler

$$k = 9,32 \text{ kg/cm}^3 \text{ (932 kPa/cm)}$$

Calcolata con la formula di Terzaghi

$$q_{ult} = c N_c s_c + q N_q + \frac{B}{2} \gamma N_\gamma s_\gamma$$

dove

$$N_q = \frac{e^{2(0.75\pi - \phi/2)\tan\phi}}{2 \cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot\phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan\phi}{2} \left(\frac{K_{py}}{\cos^2\phi} - 1 \right)$$

6 DIMENSIONAMENTO SCATOLARE

6.1 Modellazione strutturale

L'analisi è stata eseguita con l'ausilio del software di calcolo SCAT 14.

L'analisi strutturale è eseguita su una striscia di scatolare lunga 1 m.

Il terreno, sia di fondazione che di rinfianco è schematizzato secondo il modello di Winkler modificato (vengono eliminate, durante l'analisi al passo, le molle in trazione).

6.2 Effetti dinamici

Le sollecitazioni e gli spostamenti determinati sulle strutture del ponte dall'applicazione statica dei modelli di carico debbono essere incrementati per tenere conto della natura dinamica del transito dei convogli.

Nella progettazione dei ponti ferroviari gli effetti di amplificazione dinamica dovranno valutarsi nel modo seguente:

- Per le usali tipologie di ponti e per velocità di percorrenza non superiore a 200 km/h, quando la frequenza propria della struttura ricade all'interno del fuso indicato in Fig. 5.2.7, è sufficiente utilizzare i coefficienti dinamici definiti nel presente paragrafo;
- Per le usali tipologie di ponti, ove la velocità di percorrenza sia superiore a 200 km/h e quando la frequenza propria della struttura non ricade all'interno del fuso indicato in Fig. 5.2.7 e comunque per le tipologie non convenzionale (ponti strallati, ponti sospesi, ponti di grande luce, ponti metallici difformi dalle tipologie in uso in ambito ferroviario ecc) dovrà effettuarsi una analisi dinamica adottando convogli reali e parametri di controllo specifici dell'infrastruttura e del tipo di traffico ivi previsto.

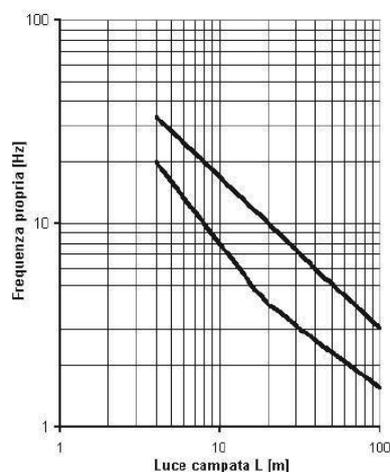
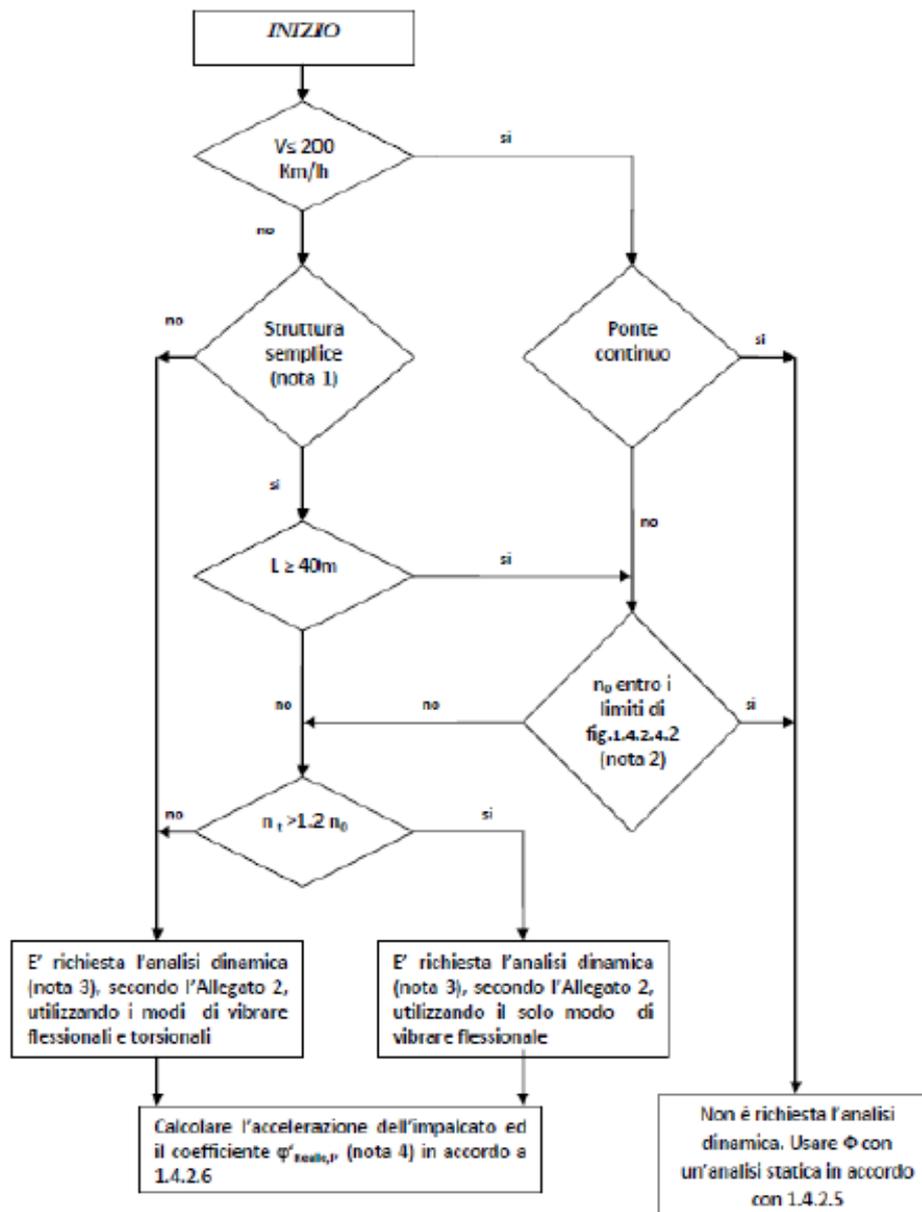


Fig. 5.2.7 - Limiti delle frequenze proprie n_o in Hz in funzione della luce della campata

6.2.1 Requisiti per l'analisi statica o dinamica

I requisiti per determinare se è richiesta un'analisi statica o dinamica sono indicati in figura 2.5.1.4.2.4-1, dove:

- V è la massima velocità della linea [km/h];
- L è la luce della campata in semplice appoggio da assumere pari a L_{ϕ} per ponti continui [m] essendo L definito al par. 2.5.1.4.2.5.3.;
- n_0 è la prima frequenza naturale flessionale del ponte caricato con azioni permanenti [Hz];
- n_T è la prima frequenza naturale torsionale del ponte caricato con azioni permanenti [Hz].



La velocità massima della linea è minore di 200 km/h e lo scatolare può essere assimilato a un ponte continuo, quindi l'analisi dinamica non è necessaria.

6.2.2 Coefficiente di amplificazione dinamica

Per travi continue, salvo più precise determinazioni, L è da assumersi pari a L_Φ definita come di seguito. I coefficienti di incremento dinamico che aumentano l'intensità dei modelli di carico definiti in 5.2.2.2.1 si assumono pari a Φ_2 o Φ_3 , in dipendenza del livello di manutenzione della linea. In particolare, si assumerà:

Per linee con elevato standard manutentivo:

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\Phi - 0,2}} + 0,82 \quad \text{con la limitazione } 1,00 \leq \Phi_2 \leq 1,67 \quad [5.2.6]$$

Per linee con ridotto standard manutentivo:

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\Phi - 0,2}} + 0,73 \quad \text{con la limitazione } 1,00 \leq \Phi_3 \leq 2,00 \quad [5.2.7]$$

Dove:

L_Φ rappresenta la lunghezza caratteristica in metri, così come definita in Tab. 5.2.II.

TRAVI PRINCIPALI	
5.1 Travi e solette semplicemente appoggiate (compresi i solettoni a travi incorporate)	luce nella direzione delle travi principali
5.2 Travi e solette continue su n luci, indicando con: $L_m = 1/n \cdot (L_1 + L_2 + \dots + L_n)$	$L_\Phi = kL_m$ dove: $n = 2 - 3 - 4 - \geq 5$ $k = 1,2 - 1,3 - 1,4 - 1,5$
5.3 Portali: - a luce singola - a luci multiple	da considerare come trave continua a tre luci (usando la 5.2 considerando le altezze dei piedritti e la lunghezza del traverso) da considerare come trave continua a più luci (usando la 5.2 considerando le altezze dei piedritti terminali e la lunghezza di tutti i traversi)
5	

La linea oggetto di studio si considera a ridotto standard manutentivo, salvo diverse prescrizioni, quindi si usa il coefficiente di amplificazione dinamica Φ_3 .

Lo scatolare è un Portale a luce singola ed è quindi da considerare come trave continua a tre luci (dalla tabella, 5.2 Travi e solette continue su n luci). Le dimensioni delle luci sono quella del traverso e dei due piedritti:

Luce traverso = Luce netta + $2 \cdot \frac{1}{2}$ spessore piedritto

Luce piedritto = Altezza interna + $\frac{1}{2}$ spessore soletta

Numero campate

$n = 3$

Relazione di calcolo scatolare

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	CL 03 00 001	A	18 di 44

Luce soletta $L_1 = 14,500$ m
 Luce piedritto $L_2 = 6,500$ m
 Luce piedritto $L_3 = 6,500$ m
 Coefficiente k $k = 1,3$
 Luce media $L_m = 1/n \cdot (L_1 + L_2 + L_3) = 9,16$ m
 Luce caratteristica $L_\Phi = k L_m = 11,91$ m

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\Phi} - 0,2} + 0,73 = 1,58$$

6.3 Particolari prescrizioni per le verifiche

6.3.1 Combinazione dei treni di carico e delle azioni da essi derivate per più binari

6.3.1.1 Numero di binari

Salvo diversa prescrizione progettuale ciascun ponte dovrà essere progettato per il maggior numero di binari geometricamente compatibile con la larghezza dell'impalcato, a prescindere dal numero di binari effettivamente presenti.

6.3.1.2 Numero di treni contemporanei

Nella progettazione dei ponti andrà considerata l'eventuale contemporaneità di più treni, secondo quanto previsto nella Tab. 5.2.III considerando, in genere, sia il traffico normale che il traffico pesante.

Tab. 5.2.III - Carichi mobili in funzione del numero di binari presenti sul ponte

Numero di binari	Binari Carichi	Traffico normale		Traffico pesante ⁽²⁾
		caso a ⁽¹⁾	caso b ⁽¹⁾	
1	Primo	1,0 (LM 71''+"SW/0)	-	1,0 SW/2
	Primo	1,0 (LM 71''+"SW/0)	-	1,0 SW/2
2	secondo	1,0 (LM 71''+"SW/0)	-	1,0 (LM 71''+"SW/0)
	Primo	1,0 (LM 71''+"SW/0)	0,75 (LM 71''+"SW/0)	1,0 SW/2
≥3	secondo	1,0 (LM 71''+"SW/0)	0,75 (LM 71''+"SW/0)	1,0 (LM 71''+"SW/0)
	Altri	-	0,75 (LM 71''+"SW/0)	-

⁽¹⁾ LM71 ''+" SW/0 significa considerare il più sfavorevole fra i treni LM 71, SW/0

⁽²⁾ Salvo i casi in cui sia esplicitamente escluso

Tutti gli effetti delle azioni dovranno determinarsi con i carichi e le forze disposti nelle posizioni più sfavorevoli. Azioni che producano effetti favorevoli saranno trascurate (ad eccezione dei casi in cui si considerino i treni di carico SW i quali debbono considerarsi applicati per l'intera estensione del carico).

Relazione di calcolo scatolare

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	CL 03 00 001	A	19 di 44

Numero di binari	1
Binario carico	Primo
Traffico normale	1,0 LM71
Traffico pesante	1,0 SW/2

Per la struttura in esame il carico più gravoso risulta essere LM71 che sarà quindi l'unico ad essere considerato.

6.3.2 Simultaneità delle azioni da traffico – Gruppi di carico

La simultaneità delle azioni associate al traffico ferroviario definite nei paragrafi precedenti può tenersi in conto considerando i gruppi di carico definiti nella tabella 5.2.IV. Ciascuno di questi gruppi di carico, mutuamente esclusivi, devono essere considerati come una singola azione caratteristica da combinare con le azioni non da traffico. Ciascun gruppo di carico dovrà essere applicato come singola azione variabile.

Gli effetti dei carichi verticali dovuti alla presenza dei convogli vanno sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti indicati in Tab. 5.2.IV.

Il carico verticale, nel caso di ponti con più binari, è quello che si ottiene con i treni specificati nella Tab. 5.2.III.

Nella valutazione degli effetti di interazione, alle azioni conseguenti all'applicazione dei carichi da traffico ferroviario si adotteranno gli stessi coefficienti parziali dei carichi che li generano.

I valori fra parentesi indicati nella Tab. 5.2.IV vanno assunti quando l'azione risulta favorevole nei riguardi della verifica che si sta svolgendo.

Tab. 5.2.IV - Valutazione dei carichi da traffico

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,0	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,0	0,0	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,0	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6;0,4)	-	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	Fessurazione

(1) Includendo tutti i valori (F; a; etc..)

(2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1.0), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1,2 e 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali

I valori campiti in grigio rappresentano l'azione dominante.

	LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC VERONA-PADOVA NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO EST					
	Relazione di calcolo scatolare	COMMESSA IN1A	LOTTO 20	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO CL 03 00 001	REV. A

Il gruppo 4 è da considerarsi esclusivamente per le verifiche a fessurazione. I valori indicati fra parentesi si assumeranno pari a:

(0,6) per impalcati con 2 binari caricati e (0,4) per impalcati con tre o più binari caricati.

Nel caso in analisi saranno considerati per intero sia il carico verticale che la più gravosa tra forza di avviamento e di frenatura (Gruppo 3). La forza centrifuga (comunque assente) e quella del serpeggio sono trascurate vista la grande rigidità della struttura.

7 ANALISI DEI CARICHI

7.1.1 Calcolo del carico sulla calotta

In questo caso la pressione in calotta viene calcolata come prodotto tra il peso di volume del terreno per l'altezza del ricoprimento (spessore dello strato di terreno superiore). Quindi la pressione in calotta è fornita dalla seguente relazione:

$$p_v = \gamma \cdot H$$

I sovraccarichi presenti sul profilo del piano campagna, concentrati e distribuiti, vengono diffusi nel terreno con un angolo, rispetto alla verticale, pari a 35°.

7.1.2 Spinta sui piedritti

Si assume che sui piedritti agisca la spinta calcolata in condizioni di riposo data l'impossibilità dell'opera di subire spostamenti.

Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione:

$$K_0 = 1 - \sin \varphi'$$

dove φ' rappresenta l'angolo d'attrito efficace interno del terreno di rinfianco.

Quindi la pressione laterale, ad una generica profondità z e la spinta totale sulla parete di altezza H valgono:

$$\sigma = \gamma \cdot z \cdot K_0 + p_v \cdot K_0$$

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_0 + p_v \cdot K_0 \cdot H$$

dove p_v è la pressione verticale agente in corrispondenza della calotta.

	LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC VERONA-PADOVA NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO EST					
	Relazione di calcolo scatolare	COMMESSA IN1A	LOTTO 20	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO CL 03 00 001	REV. A

7.1.3 Spinta in presenza di sisma – Metodo di Wood

Nel caso di strutture rigide, completamente vincolate in modo tale che non può svilupparsi nel terreno uno stato di spinta attiva, l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere calcolato come:

$$\Delta P_d = \alpha \cdot \gamma \cdot H^2$$

$$\alpha = \frac{a_g}{g} \cdot S_s \cdot \beta_m \cdot S_t$$

dove:

- H è l'altezza sulla quale agisce la spinta (il punto di applicazione va preso a metà altezza);
- a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido;
- S_s è il coefficiente di amplificazione stratigrafica per categoria di sottosuolo tipo B;
- S_t è il coefficiente di amplificazione topografica;
- $\beta_m = 1.00$ è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

7.1.4 Spinta dell'acqua

In base alle informazioni contenute nel profilo geotecnico e ai risultati delle indagini, la presenza di falda non influisce ai fini dei calcoli.

7.1.5 Peso proprio degli elementi strutturali

Il peso degli elementi strutturali viene automaticamente calcolato dal software, dopo aver assegnato i pesi specifici dei materiali

Peso specifico calcestruzzo 25 kN/m³

7.1.6 Carichi permanenti portati

7.1.6.1 Sovrastrutturale stradale

Si considera una striscia di un metro (nella direzione dell'asse stradale).

Il pacchetto stradale è composto da strato di usura, strato di collegamento e base per dare la pendenza.

Conglomerato bituminoso per strato di usura 0,04 m · 24 kN/m³ = 0,96 kN/m

Conglomerato bituminoso per strato di collegamento 0,05 m · 24 kN/m³ = 1,20 kN/m

Conglomerato bituminoso per strato di base (medio) 1,04 m · 18 kN/m³ = 18,72 kN/m

Totale (medio) 1,13 m = 20,88 kN/m

Carichi da applicare alla fondazione.

7.1.7 Azioni variabili verticali

7.1.7.1 Treni di carico (Variabili da traffico)

I carichi verticali associati al transito dei convogli ferroviari sono definiti per mezzo di diversi modelli di carico rappresentativi delle diverse tipologie di traffico ferroviario: normale e pesante.

I valori dei suddetti carichi dovranno essere moltiplicati per un coefficiente di adattamento α , variabile in ragione della tipologia dell'infrastruttura (ferrovie ordinarie, ferrovie leggere, metropolitane, ecc.). Per le ferrovie ordinarie il valore del coefficiente di adattamento da adottarsi per i diversi modelli di carico è definito nei relativi paragrafi; per le ferrovie leggere, metropolitane, ecc., il valore del coefficiente è definito in funzione della specificità dell'infrastruttura stessa. Sono considerate tre tipologie di carico i cui valori caratteristici sono definiti nei successivi paragrafi. Nel seguito, i riferimenti ai modelli di carico LM 71, SW/0 e SW/2 ed alle loro componenti si intendono, in effetti, pari al prodotto dei coefficienti per i carichi indicati nelle Fig. 5.2.1 e Fig. 5.2.2.

7.1.7.2 Modello di carico LM71

Costituito da: 4 assi da 250 kN ad interasse di 1,60 m (Q_{vk})

Carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni a partire da 0,80 m dagli assi di estremità e per una lunghezza illimitata (q_{vk}).

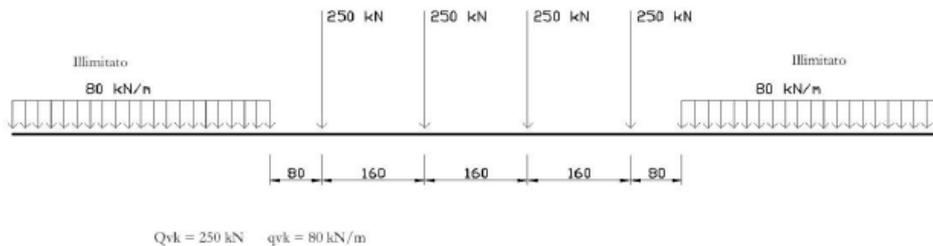


Figura 5.2.1 - Modello di carico LM71

Il valore del coefficiente di adattamento " α " da adottarsi per il modello di carico LM71 nella progettazione di ferrovie ordinarie è pari a 1,1.

Carico singolo asse $Q_v = Q_{vk} \cdot \alpha \cdot \Phi_3 = 250 \cdot 1,1 \cdot 1,59 = 437,25 \text{ kN}$

Carico distribuito $q_{LM71} = q_{vk} \cdot \alpha \cdot \Phi_3 = 80 \text{ kN/m} \cdot 1,1 \cdot 1,59 = 139,92 \text{ kN/m}$

Coefficienti di combinazione (Tab. 5.2.VI NTC). Considerando il gruppo di carico gr1 (Tab. 5.2.IV):

$$\psi_0 = 0,8 \quad \psi_1 = 0,8 \quad \psi_2 = 0$$

Solo nelle combinazioni sismica, $\psi_2 = 0,2$, per tener conto della massa dovuta ai carichi ferroviari. Nel resto delle combinazioni, $\psi_2 = 0$.

7.1.7.3 Ripartizione dei carichi verticali

Per i carichi uniformemente distribuiti considero la ripartizione in direzione trasversale all'asse con inclinazione 4:1 (4 verticale, 1 orizzontale) attraverso il ballast di spessore medio 0,80 m e a 45° attraverso la soletta di calcestruzzo.

Relazione di calcolo scatolare

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	CL 03 00 001	A	23 di 44

La diffusione in direzione longitudinale rispetto l'asse ferroviario (trasversale rispetto lo scatolare) viene tenuta in conto direttamente dal software.

Larghezza traversa	L_T	2,40 m
Spessore ballast	h_b	0,80 m
Larghezza diffusione longitudinale	$L_{d,1}$	$2,40 + 2 \cdot (0,80/4) + 2 \cdot (0,65/2) = 3,45$ m

Treno di carico LM71

Carico distribuito linearmente	q_{LM71}	139,92 kN/m
Carico diffuso	q_{diff}	$139,92 \text{ kN/m} / 3,45 \text{ m} = 40,56 \text{ kN/m}^2$
Carico distribuito su 1 m	$q_{LM71,diff}$	40,56 kN/m
Carico concentrato	Q_v	437,25 kN
Carico diffuso	$Q_{v,diff}$	$437,25 \text{ kN} / 3,45 \text{ m} = 126,74 \text{ kN/m}$
Carico su 1 m	$Q_{LM71,diff}$	126,74 kN

7.1.7.4 Traffico stradale (Variabili da traffico)

Si considera per il carico variabile da traffico un valore caratteristico di 20 kN/m².

Carico su 1 m q_{vt} **20 kN/m**

Coefficienti di combinazione (Tab. 5.1.VI) (Considerando il caso dei carichi distribuiti per lo schema 1):

$$\psi_0 = 0,4 \qquad \psi_1 = 0,4 \qquad \psi_2 = 0$$

Da applicare in fondazione.

7.1.8 *Azioni variabili orizzontali*

7.1.8.1 Serpeggio (Azionale laterale)

La forza laterale indotta dal serpeggio si considera come una forza concentrata agente orizzontalmente, applicata alla sommità della rotaia più alta, perpendicolarmente all'asse del binario. Tale azione si applicherà sia in rettilineo che in curva.

Il valore caratteristico di tale forza sarà assunto pari a

$$Q_{sk} = 100 \text{ kN}$$

Tale valore deve essere moltiplicato per α , (se $\alpha > 1$), ma non per il coefficiente Φ .

Questa forza laterale deve essere sempre combinata con i carichi verticali.

Vista la rigidità della struttura esaminata, questo tipo di forze sarà trascurata.

	LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC VERONA-PADOVA NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO EST					
	Relazione di calcolo scatolare	COMMESSA IN1A	LOTTO 20	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO CL 03 00 001	REV. A

7.1.8.2 Azioni di avviamento e frenatura

Le forze di frenatura e di avviamento agiscono sulla sommità del binario, nella direzione longitudinale dello stesso. Dette forze sono da considerarsi uniformemente distribuite su una lunghezza di binario L determinata per ottenere l'effetto più gravoso sull'elemento strutturale considerato.

La forza di avviamento si considererà applicata nei primi 30,30 m di convoglio, mentre la forza di frenatura si considererà distribuita su tutta la lunghezza del ponte, per una lunghezza massima di 300 m. Per ponti di lunghezza maggiore di 300 m FERROVIE fornirà specifiche indicazioni circa la lunghezza di ponte su cui applicare l'azione di frenatura. Per quanto riguarda i modelli di carico SW, l'azione di avviamento potrà essere considerata ripartita lungo una parte del treno per una lunghezza corrispondente al raggiungimento del massimo valore della risultante (1000 kN).

Nel caso in esame, tale lunghezza coincide con la lunghezza totale del traverso, cioè 7,90 m.

- Avviamento

I valori caratteristici da considerare sono i seguenti:

$$Q_{la,k} = 33 \text{ kN/m} * L \text{ [m]} \leq 1000 \text{ kN} \quad \text{per modelli di carico LM71, SW/2}$$

- Frenatura

I valori caratteristici da considerare sono i seguenti:

$$Q_{lb,k} = 20 \text{ kN/m} * L \text{ [m]} \leq 6000 \text{ kN} \quad \text{per modelli di carico LM71}$$

$$Q_{lb,k} = 35 \text{ kN/m} * L \text{ [m]} \quad \text{per modelli di carico SW/2}$$

Le azioni di frenatura ed avviamento saranno combinate con i relativi carichi verticali (per modelli di carico SW/2 saranno tenute in conto solo le parti di struttura che sono caricate in accordo con la Fig 5.2.2 e con la Tab. 5.2.I).

I valori caratteristici dell'azione di frenatura e di quella di avviamento devono essere moltiplicati per α e non devono essere moltiplicati per Φ .

Si considera solo il treno di carico LM71, che è il più gravoso, e solo la relativa forza di avviamento.

$$q_{LM71,avv} = Q_{la,k} \cdot \alpha = 33 \text{ kN/m} \cdot 1,1 = 36,3 \text{ kN/m}$$

Coefficienti di combinazione (Tab. 5.2.VI NTC). Considerando il gruppo di carico gr1 (Tab. 5.2.IV):

$$\psi_0 = 0,8$$

$$\psi_1 = 0,8$$

$$\psi_2 = 0$$

7.1.8.3 Ripartizione dei carichi verticali

Treno di carico LM71

Avviamento	$q_{LM71,avv}$	36,3 kN/m
Lunghezza	L	17,10 m
Carico diffuso	$q_{avv,diff}$	$36,3 \text{ kN/m} / 8,55 \text{ m} = 4,25 \text{ kN/m}^2$
Carico su 1 m	$q_{LM71,avv,diff}$	4,25 kN/m

Tale carico tangenziale distribuito è applicato su tutta la lunghezza del traverso, cioè 17,10 m.

7.1.9 Azioni variabili ambientali

7.1.9.1 Temperatura

Azioni termiche sugli edifici

Nel caso in cui la temperatura non costituisca azione fondamentale per la sicurezza o per la efficienza funzionale della struttura è consentito tener conto, per gli edifici, della sola componente ΔT_u , ricavandola direttamente dalla Tab. 3.5.II.

Tab. 3.5.II – Valori di ΔT_u per gli edifici

Tipo di struttura	ΔT_u
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	$\pm 15 \text{ }^\circ\text{C}$
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	$\pm 10 \text{ }^\circ\text{C}$
Strutture in acciaio esposte	$\pm 25 \text{ }^\circ\text{C}$
Strutture in acciaio protette	$\pm 15 \text{ }^\circ\text{C}$

Variazione termica non uniforme

In aggiunta alla variazione termica uniforme, andrà considerato un gradiente di temperatura di $5 \text{ }^\circ\text{C}$ fra estradosso ed intradosso di impalcato con verso da determinare caso per caso.

7.1.10 Azioni sismiche

Azioni sismiche (§5.2.2.8 NTC 2018)

Per le azioni sismiche si devono rispettare le prescrizioni di cui al § 3.2. e al § 7.9.

Per la determinazione degli effetti di tali azioni si farà di regola riferimento alle sole masse corrispondenti ai pesi propri ed ai carichi permanenti e considerando con un coefficiente $\psi_2 = 0,2$ il valore quasi permanente delle masse corrispondenti ai carichi da traffico ferroviario.

Le forze sismiche sono date dalle seguenti relazioni:

$$\text{Forza sismica orizzontale} \quad F_h = k_h \cdot W$$

$$\text{Forza sismica verticale} \quad F_v = k_v \cdot W$$

Dove W rappresenta le masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \psi_{2j} Q_{kj}$$

I valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le seguenti espressioni:

$$\text{Coefficiente sismico orizzontale} \quad k_h = a_{\max} / g$$

$$\text{Coefficiente sismico verticale} \quad k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

Dove $a_{\max} = S_s \cdot S_t \cdot a_g$.

Il valore di a_g è riportato al §5.4.

7.1.11 Azioni indirette

7.1.11.1 Ritiro

Deformazione totale da ritiro

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

Con ε_{cd} deformazione per ritiro da essiccamento

ε_{ca} deformazione per ritiro autogeno.

Valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento

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

Valutabile mediante i valori delle Tab. 11.2.Va e Tab. 11.2.Vb.

Tab. 11.2.Va – Valori di ε_{c0}

f_{ck}	Deformazione da ritiro per essiccamento (in ‰)					
	Umidità Relativa (in ‰)					
	20	40	60	80	90	100
20	-0,62	-0,58	-0,49	-0,30	-0,17	+0,00
40	-0,48	-0,46	-0,38	-0,24	-0,13	+0,00
60	-0,38	-0,36	-0,30	-0,19	-0,10	+0,00
80	-0,30	-0,28	-0,24	-0,15	-0,07	+0,00

Tab. 11.2.Vb – Valori di k_h

h_0 (mm)	k_h
100	1,00
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

Lo sviluppo nel tempo della deformazione ε_{cd} può essere valutato come

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t - t_s) \varepsilon_{cd,\infty}$$

Dove la funzione di sviluppo temporale assume la forma

$$\beta_{ds}(t - t_s) = (t - t_s) / [(t - t_s) + 0,04 h_0^{3/2}]$$

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno

$$\varepsilon_{ca,\infty} = -2,5 (f_{ck} - 10) 10^{-6}$$

f_{ck}	30 MPa	Resistenza a compressione cubica
UR	60 %	Umidità relativa
ε_{c0}	-0,435 ‰	
A_c	18,57 m ²	Area della sezione in calcestruzzo
u	31,8 m	Perimetro della sezione in calcestruzzo esposto all'aria

Relazione di calcolo scatolare

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	CL 03 00 001	A	27 di 44

h_0	1170 mm	Dimensione fittizia in mm pari a $2 A_c / u$
k_h	0,70	
$\epsilon_{cd,\infty}$	-0,3045 ‰	Valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento
t	25550 gg	Età del calcestruzzo nel momento considerato
t_s	28 gg	Età del calcestruzzo a partire dalla quale si considera l'effetto del ritiro da essiccamento (normalmente termine maturazione)
$\beta_{ds}(t - t_s)$	0,941	Funzione di sviluppo temporale
$\epsilon_{cd}(t)$	-0,2865 ‰	Sviluppo nel tempo della deformazione ϵ_{cd}
$\epsilon_{ca,\infty}$	-0,00005 ‰	Valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno
ϵ_{cs}	-0,28655 ‰	Deformazione totale da ritiro
α_T	0,00001	Coefficiente di espansione termica del calcestruzzo
ΔT_{eq}	28,655 °C	Variazione termica equivalente del calcestruzzo

7.1.12 Effetti dinamici

Tutti i carichi accidentali ferroviari vengono amplificati per un coefficiente dinamico determinato in relazione ad una linea con ridotto standard manutentivo.

EFFETTI DINAMICI (D.M. 17/01/2018 §5.2.2.2.3)

L_m		$L_m = \frac{1}{n} \cdot (H_{int} + L_{int} + H_{int})$	5.90 m
k			1.3
L_ϕ	Lunghezza caratteristica	$L_\phi = k \cdot L_m$	7.67 m
ϕ_3	Coefficiente dinamico	$\phi_3 = 0.9 \cdot \frac{2.16}{\sqrt{L_\phi - 0.2}} + 0.73$	1.49
$\phi_{3,rid}$	Coefficiente dinamico ridotto	$\phi_{3,rid} = \phi_3 - \frac{h-1}{10} \geq 1$	1.49

1.1.1 Avviamento e frenatura

Le forze di frenatura e avviamento agiscono sulla sommità del binario, nella direzione longitudinale dello stesso. Dette forze vengono considerate uniformemente distribuite sulla lunghezza del traverso.

AVVIAMENTO E FRENATURA (D.M. 17/01/2018 §5.2.2.3.3)

L	Lunghezza binario considerata	11.00 m
-----	-------------------------------	---------

Relazione di calcolo scatolare

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	CL 03 00 001	A	28 di 44

$Q_{la,LM71}$	Forza di avviamento treno di carico LM71	$Q_{la,LM71} = \alpha_1 \cdot 33 \frac{kN}{m} \cdot L_{tot}$	399.30 kN
$q_{la,LM71}$	Forza di avviamento treno di carico LM71	$q_{la,LM71} = Q_{la,LM71} / (L \cdot B)$	10.34 kN/m ²
$Q_{la,SW/2}$	Forza di avviamento treno di carico SW/2	$Q_{la,SW/2} = \alpha_2 \cdot 33 \frac{kN}{m} \cdot L_{tot}$	363.00 kN
$q_{la,SW/2}$	Forza di avviamento treno di carico SW/2	$q_{la,SW/2} = Q_{la,SW/2} / (L \cdot B)$	9.40 kN/m ²
$Q_{lb,LM71}$	Forza di frenatura treno di carico LM71	$Q_{lb,LM71} = \alpha_1 \cdot 20 \frac{kN}{m} \cdot L_{tot}$	242.00 kN
$q_{lb,LM71}$	Forza di frenatura treno di carico LM71	$q_{lb,LM71} = Q_{lb,LM71} / (L \cdot B)$	6.27 kN/m ²
$Q_{lb,SW/2}$	Forza di frenatura treno di carico SW/2	$Q_{lb,SW/2} = \alpha_2 \cdot 35 \frac{kN}{m} \cdot L_{tot}$	385.00 kN
$q_{lb,SW/2}$	Forza di frenatura treno di carico SW/2	$q_{lb,SW/2} = Q_{lb,SW/2} / (L \cdot B)$	9.97 kN/m ²

Si utilizza la forza di avviamento LM71 anche per la frenatura.

7.1.13 Azioni termiche

Alla soletta superiore si applica una variazione termica uniforme pari a $\Delta T = \pm 15^\circ C$ ed una variazione nello spessore tra estradosso ed intradosso pari a $\Delta T = \pm 5^\circ C$.

7.1.14 Serpeggio

La forza laterale indotta dal serpeggio si considera come una forza concentrata agente orizzontalmente, applicata alla sommità della rotaia più alta, perpendicolarmente all'asse del binario. Tale azione si applicherà sia in rettilineo che in curva.

Il valore caratteristico di tale forza sarà assunto pari a $Q_{sk}=100$ kN. Tale valore deve essere moltiplicato per α (se $\alpha > 1$), ma non per il coefficiente di incremento dinamico.

Tali azioni laterali, pur considerando a vantaggio di sicurezza l'applicazione simultanea su tutti e tre i binari, saranno assorbite dalla struttura dello scatolare lungo il suo sviluppo longitudinale lungo i suoi 23.90 m di lunghezza rendendole, di fatto, non dimensionanti.

7.1.15 Forza Centrifuga

Nei ponti ferroviari al di sopra dei quali il binario presenta un tracciato in curva deve essere considerata la forza centrifuga agente su tutta l'estensione del tratto in curva. La forza centrifuga si considera agente verso l'esterno della curva, in direzione orizzontale ed applicata alla quota di 1,80 m al di sopra del P.F..

I calcoli si basano sulla massima velocità compatibile con il tracciato della linea. Ove siano considerati gli effetti dei modelli di carico SW, si assumerà una velocità di 100 km/h.

Il valore caratteristico della forza centrifuga si determinerà in accordo con la seguente espressione:

Relazione di calcolo scatolare

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	CL 03 00 001	A	29 di 44

$$Q_{tk} = \frac{v^2}{g \cdot r} \cdot (f \cdot \alpha Q_{vk}) = \frac{V^2}{127 \cdot r} \cdot (f \cdot \alpha Q_{vk})$$

$$q_{tk} = \frac{v^2}{g \cdot r} \cdot (f \cdot \alpha q_{vk}) = \frac{V^2}{127 \cdot r} \cdot (f \cdot \alpha q_{vk})$$

dove:

- $Q_{tk} - q_{tk}$ = valore caratteristico della forza centrifuga [kN - kN/m];
- $Q_{vk} - q_{vk}$ = valore caratteristico dei carichi verticali [kN - kN/m];
- v = velocità di progetto espressa in m/s;
- V = velocità di progetto espressa in km/h;
- f = fattore di riduzione (formula 5.2.10 delle NTC2018);
- g = accelerazione di gravità in m/s^2 ;
- r = raggio di curvatura in m.

Nel caso in esame, procedendo a vantaggio di sicurezza e adottando dei raggi di curvatura minimi, risulta quanto di seguito:

Q_{vk}	Valore caratteristico dei carichi verticali	$= (Q_{v1} + Q_{v2} + Q_{v3} + Q_{v3}) + q_v \cdot (L_{tot} + 64m)$	1368.4 kN
q_{vk}	Valore caratteristico dei carichi verticali		124.36 kN/m
α	Coefficiente di adattamento		1.1
v	velocità di progetto		33.33 m/s
V	velocità di progetto		120 km/h
f	Fattore di riduzione		1
g	accelerazione di gravità		9.81 m/s^2
r	Raggio di curvatura		750 m
Q_{tk}	Valore caratteristico della forza centrifuga	$= \frac{v^2}{g \cdot r} (f \cdot \alpha Q_{vk}) = \frac{V^2}{127 \cdot r} (f \cdot \alpha Q_{vk})$	227.5 kN
q_{tk}	Valore caratteristico della forza centrifuga		20.7 kN/m

$$= \frac{v^2}{g \cdot r} (f \cdot \alpha q_{vk}) = \frac{V^2}{127 \cdot r} (f \cdot \alpha q_{vk})$$

Tali azioni laterali, pur considerando a vantaggio di sicurezza l'applicazione simultanea su tutti e tre i binari, saranno assorbite dalla struttura dello scatolare lungo il suo sviluppo longitudinale lungo i suoi 23.90 m di lunghezza rendendole, di fatto, non dimensionanti.

1.2. Verifiche di deformabilità

Verifiche condotte secondo il 2.5.1.8.3.2.2 del Manuale di Progettazione RFI.

1.2.1 Sghembo

La torsione dell'impalcato del ponte è calcolata considerando il treno di carico LM 71 incrementato con il corrispondente coefficiente dinamico e con il coefficiente α .



Fig. 5.2.14 - Sghembo ammissibile

Il massimo sghembo, misurato su una lunghezza di 3 m e considerando le rotaie solidali all'impalcato (Fig. 5.2.14), non deve eccedere i seguenti valori:

Per $V \leq 120$ km/h; $t \leq 4,50$ mm/3 m

Per $120 < V \leq 200$ km/h; $t \leq 3,00$ mm/3 m

Per $V > 200$ km/h; $t \leq 1,50$ mm/3 m

Per velocità $V > 200$ km/h si deve inoltre verificare che per convogli reali, moltiplicati per il relativo incremento dinamico, risulti $t \leq 1,2$ mm/3 m.

Nel caso di specie, la rigidità del solettone, il suo funzionamento a piastra e la diffusione del carico dovuto alla presenza del ballast e del ricoprimento sopra il solettone esclude, di fatto, una torsione dell'impalcato.

7.2 Combinazioni di carico

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

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

Il carico variabile dominante considerato con il suo valore caratteristico amplificato, gli altri con il loro valore raro amplificato.

- Combinazione caratteristica, cosiddetta **rara**, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili e, nel caso in esame, anche per la verifica a fessurazione (§2.5.1.8.3.2.4 del Manuale di Progettazione Opere Civili Parte II, Sezione 2– RFI):

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

Il carico variabile dominante considerato con il suo valore caratteristico, gli altri con il loro valore raro.

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

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

Il carico variabile dominante considerato con il suo valore frequente, gli altri con il loro valore quasi permanente.

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

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

Tutti i carichi variabili considerati con il loro valore quasi permanente.

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

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

Dove l'azione sismica è:

$$E = \pm 1,00 \cdot E_x \pm 0,30 \cdot E_y$$

$$\text{Oppure } E = \pm 1,00 \cdot E_y \pm 0,30 \cdot E_x$$

Con E_x componente orizzontale e E_y componente verticale

Tutti i carichi variabili considerati con il loro valore quasi permanente.

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

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

Tutti i carichi variabili considerati con il loro valore quasi permanente.

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle **masse** associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

Nota: nella valutazione degli effetti dell'azione sismica, per i carichi variabili ferroviari $\psi_2 = 0,2$, per quelli stradali $\psi_2 = 0$.

7.2.1 Coefficienti parziali e di combinazione

Di seguito si riportano i coefficienti parziali per le azioni e per i parametri geotecnici, rispettivamente come da Tab. 5.2.V e Tab. 6.2.II.

Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Coefficiente			EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{Ced}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,20	1,20	1,00

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

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Di seguito si riportano i coefficienti di combinazione come da Tab. 2.5.I e Tab. 5.2. VII.

Tab. 2.5.I - Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6

Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)	da valutarsi caso per caso		
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

 Tab. 5.2.VII - Ulteriori coefficienti di combinazione ψ delle azioni

	Azioni	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Treno di carico LM 71	0,80 ⁽³⁾	(1)	0,0
	Treno di carico SW /0	0,80 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno di carico SW/2	0,00 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno scarico	1,00 ⁽³⁾	-	-
	Centrifuga	(2) (3)	(2)	(2)
	Azione laterale (serpeggio)	1,00 ⁽³⁾	0,80	0,0

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

7.2.2 Stati limite ultimi

Sono prese in considerazione le seguenti verifiche agli stati limite ultimi:

1. SLU di tipo strutturale (STR), relative a condizioni di:

Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

2. SLU di tipo geotecnico (GEO), relative a condizioni di:

Collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno.

Per la progettazione di componenti strutturali che non coinvolgano azioni di tipo geotecnico, le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) si eseguono adottando i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 della Tab. 2.6.I.

Per la progettazione di elementi strutturali che coinvolgano azioni di tipo geotecnico (plinti, platee, pali, muri di sostegno, ...) le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si eseguono adottando due possibili approcci progettuali, fra loro alternativi.

Nell'Approccio 1, le verifiche si conducono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (γ_F), per la resistenza dei materiali (γ_M) e, eventualmente, per la resistenza

	LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC VERONA-PADOVA NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO EST					
	Relazione di calcolo scatolare	COMMESSA IN1A	LOTTO 20	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO CL 03 00 001	REV. A

globale del sistema (γ_R). Nella *Combinazione 1* dell'*Approccio 1*, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 della Tabella 2.6.I. Nella *Combinazione 2* dell'*Approccio 1*, si impiegano invece i coefficienti γ_F riportati nella colonna A2. In tutti i casi, sia nei confronti del dimensionamento strutturale, sia per quello geotecnico, si deve utilizzare la combinazione più gravosa fra le due precedenti.

Nell'*Approccio 2* si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (γ_F), per la resistenza dei materiali (γ_M) e, eventualmente, per la resistenza globale (γ_R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1.

7.2.3 Stati limite d'esercizio

I principali Stati Limite di Esercizio sono elencati nel seguito:

- danneggiamenti locali (ad es. eccessiva fessurazione del calcestruzzo) che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto;
- spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto;
- spostamenti e deformazioni che possano compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari;
- vibrazioni che possano compromettere l'uso della costruzione;
- danni per fatica che possano compromettere la durabilità;
- corrosione e/o degrado dei materiali in funzione del tempo e dell'ambiente di esposizione che possano compromettere la durabilità.

Altri stati limite sono considerati in relazione alle specificità delle singole opere; in presenza di azioni sismiche, gli Stati Limite di Esercizio comprendono gli Stati Limite di Operatività (SLO) e gli Stati Limite di Danno (SLD), come precisato nel § 3.2.1.

L'apertura convenzionale delle fessure, calcolata con la combinazione caratteristica (rara) per gli SLE, dovrà risultare:

$\delta_f \leq w_1$ per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.2 del DM 17.01.2018, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture.

Il valore di w_1 è definito al §4.1.2.2.4 delle NTC 2019 ed è pari a 0,2.

8 MODELLO DI CALCOLO

La struttura scatolare viene schematizzata come un telaio piano e viene risolta mediante il metodo degli elementi finiti (FEM). Più dettagliatamente il telaio viene discretizzato in una serie di elementi connessi fra di loro nei nodi.

Il terreno di rinfianco e di fondazione viene invece schematizzato con una serie di elementi molle non reagenti a trazione (modello di Winkler). L'area della singola molla è direttamente proporzionale alla costante di Winkler del terreno e all'area di influenza della molla stessa.

Relazione di calcolo scatolare

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	CL 03 00 001	A	35 di 44

A partire dalla matrice di rigidezza del singolo elemento, \mathbf{K}_e , si assembla la matrice di rigidezza di tutta la struttura \mathbf{K} . Tutti i carichi agenti sulla struttura vengono trasformati in carichi nodali (reazioni di incastro perfetto) ed inseriti nel vettore dei carichi nodali \mathbf{p} .

Indicando con \mathbf{u} il vettore degli spostamenti nodali (incogniti), la relazione risolutiva può essere scritta nella forma

$$\mathbf{K} \mathbf{u} = \mathbf{p}$$

Da questa equazione matriciale si ricavano gli spostamenti incogniti \mathbf{u}

$$\mathbf{u} = \mathbf{K}^{-1} \mathbf{p}$$

Noti gli spostamenti nodali è possibile risalire alle sollecitazioni nei vari elementi.

La soluzione del sistema viene fatta per ogni combinazione di carico agente sullo scatolare. Il successivo calcolo delle armature nei vari elementi viene condotto tenendo conto delle condizioni più gravose che si possono verificare nelle sezioni fra tutte le combinazioni di carico.



Figura 4 – Modello strutturale

Area ed inerzia elementi

Destinazione	Area [cmq]	Inerzia [cm ⁴]
Fondazione	6000,00	1800000,00
Piedritto sinistro	6000,00	1800000,00
Piedritto destro	6000,00	1800000,00
Traverso	6000,00	1800000,00

9 VERIFICHE STRUTTURALI

9.1 Verifiche a flessione

È stata analizzata una sezione di dimensioni 1m x 1.30m per i piedritti e per il traverso e una sezione di 1m x 1.30m per la fondazione. Le sezioni sono armate sulla base delle sollecitazioni flessionali di involucro riportate in figura.

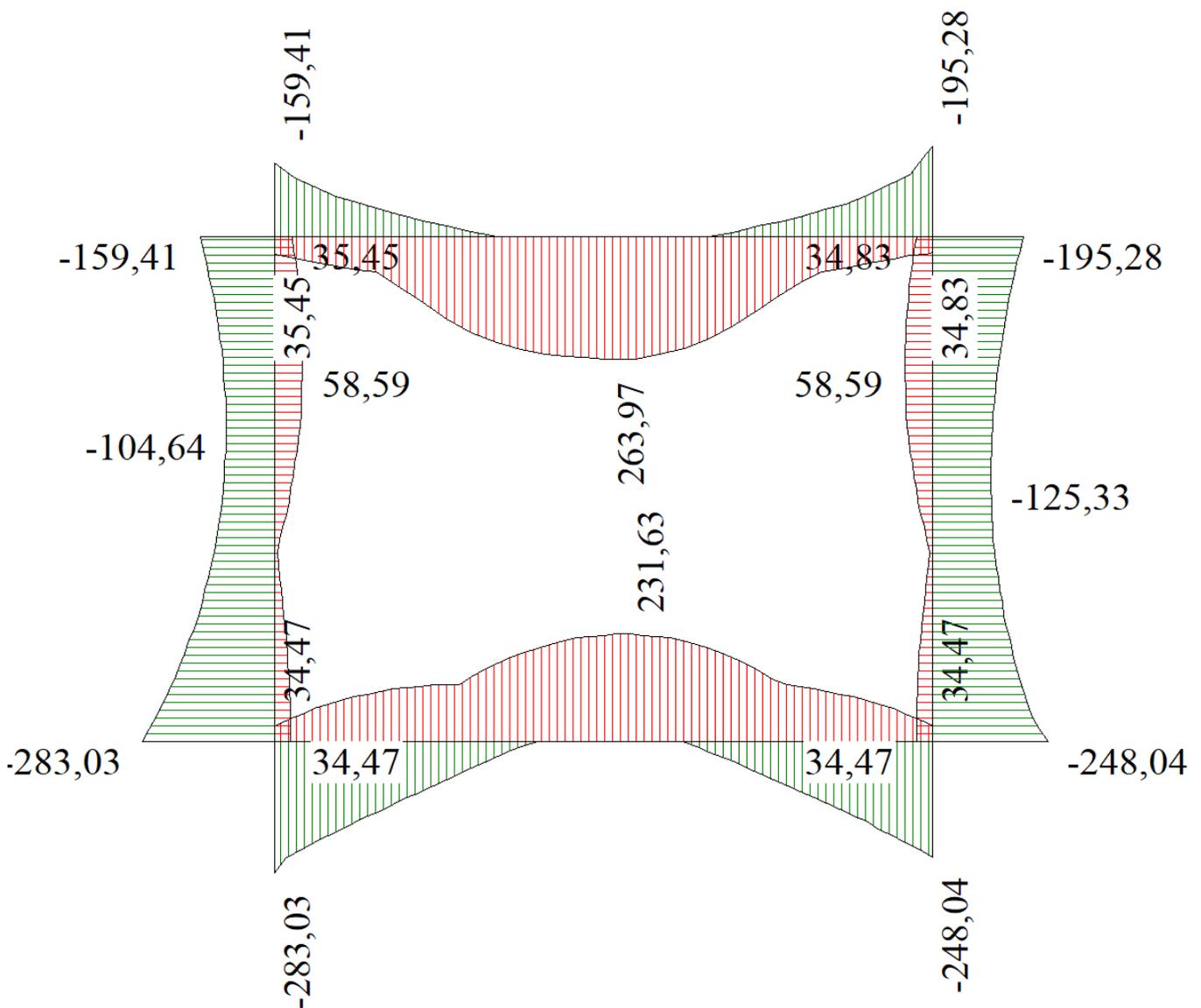
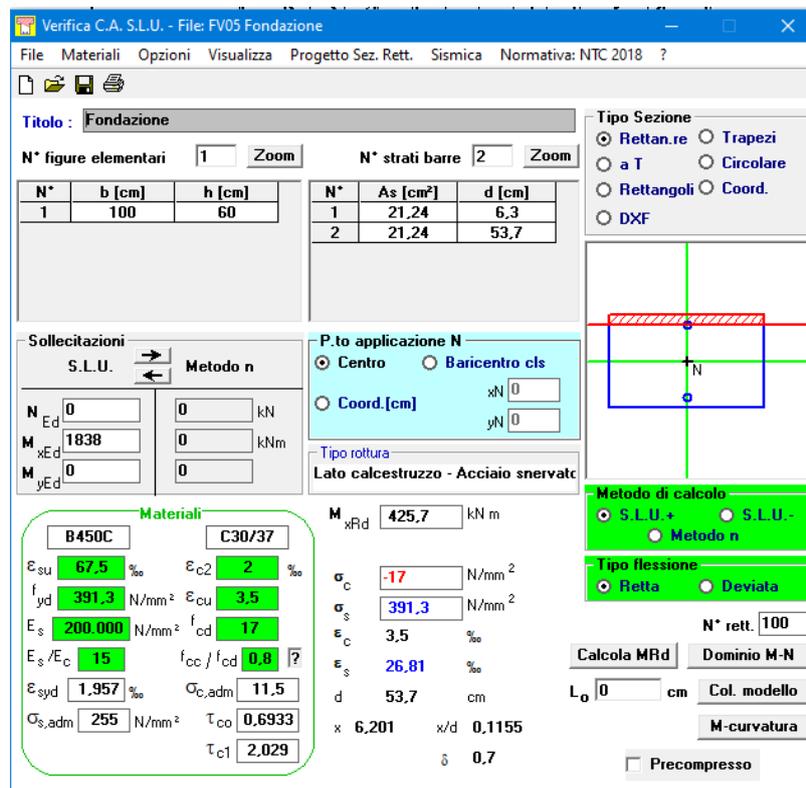


Figura 5 – Diagramma del momento flettente – Involuppo allo SLU

Di seguito sono riportate le armature per i diversi elementi:

Elemento	Armatura superiore	Armatura inferiore
Fondazione	4Φ26/m	4Φ26/m
Piedritto sinistro	4Φ26/m	4Φ26/m
Piedritto destro	4Φ26/m	4Φ26/m
Traverso	4Φ26/m	4Φ26/m



Verifica C.A. S.L.U. - File: FV05 Fondazione

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: **Fondazione**

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	21,24	6,3
			2	21,24	53,7

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 1838 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: B450C C30/37

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} 17 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 11,5 N/mm²
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6933
τ_{c1} 2,029

M_{xRd} 425,7 kN m
σ_c -17 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 26,81 ‰
d 53,7 cm
x 6,201 x/d 0,1155
δ 0,7

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

Figura 6 – Momento resistente della sezione di fondazione

Verifica C.A. S.L.U. - File: FV05 pidritti

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: Fondazione

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	21,24	6,3
			2	21,24	53,7

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 1838 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali B450C C30/37

E_{su} 67,5 % E_{c2} 2 %
 f_{yd} 391,3 N/mm² E_{cu} 3,5
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 E_{syd} 1,957 % $\sigma_{c,adm}$ 11,5
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6933
 τ_{c1} 2,029

M_{xRd} 425,7 kN m
 σ_c -17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 %
 ϵ_s 26,81 %
d 53,7 cm
x 6,201 x/d 0,1155
 δ 0,7

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

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

Tipo flessione
Retta Deviata

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

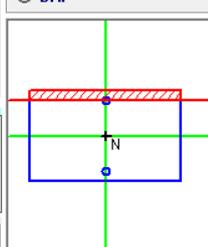


Figura 7 – Momento resistente della sezione dei pidritti

Verifica C.A. S.L.U. - File: FV05 traverso

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: Fondazione

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	21,24	6,3
			2	21,24	53,7

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 1838 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali B450C C30/37

E_{su} 67,5 % E_{c2} 2 %
 f_{yd} 391,3 N/mm² E_{cu} 3,5
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 E_{syd} 1,957 % $\sigma_{c,adm}$ 11,5
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6933
 τ_{c1} 2,029

M_{xRd} 425,7 kN m
 σ_c -17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 %
 ϵ_s 26,81 %
d 53,7 cm
x 6,201 x/d 0,1155
 δ 0,7

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

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

Tipo flessione
Retta Deviata

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

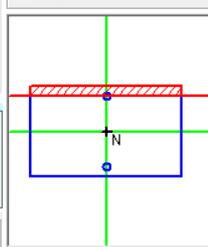


Figura 8 – Momento resistente della sezione del traverso

Relazione di calcolo scatolare

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	CL 03 00 001	A	39 di 44

Momenti resistenti

Elemento	M_{Rd} [kN · m]
Fondazione	425.70 kN · m
Piedritti	425.70 kN · m
Traverso	425.70 kN · m

Poiché le sollecitazioni flettenti massime sono:

Spinte e Pressioni		Sollecitazioni max comb. 5	
	M [kNm]	Comb.	
Fondazione	-283,03	(3)	
Piedritto sinistro	-283,03	(3)	
Piedritto centrale	---	---	
Piedritto destro	-248,04	(27)	
Traverso	263,97	(3)	

Le verifiche risultano soddisfatte.

Si prevedono inoltre in tutti gli elementi un numero di legature pari a $10\Phi 8/m^2$. Per un maggiore dettaglio sulle verifiche (sezione per sezione) si rinvia ai tabulati di Calcolo.

9.2 Verifiche a taglio

L'armatura a taglio è stata calcolata sulla base delle sollecitazioni taglianti di involucro riportate in figura.

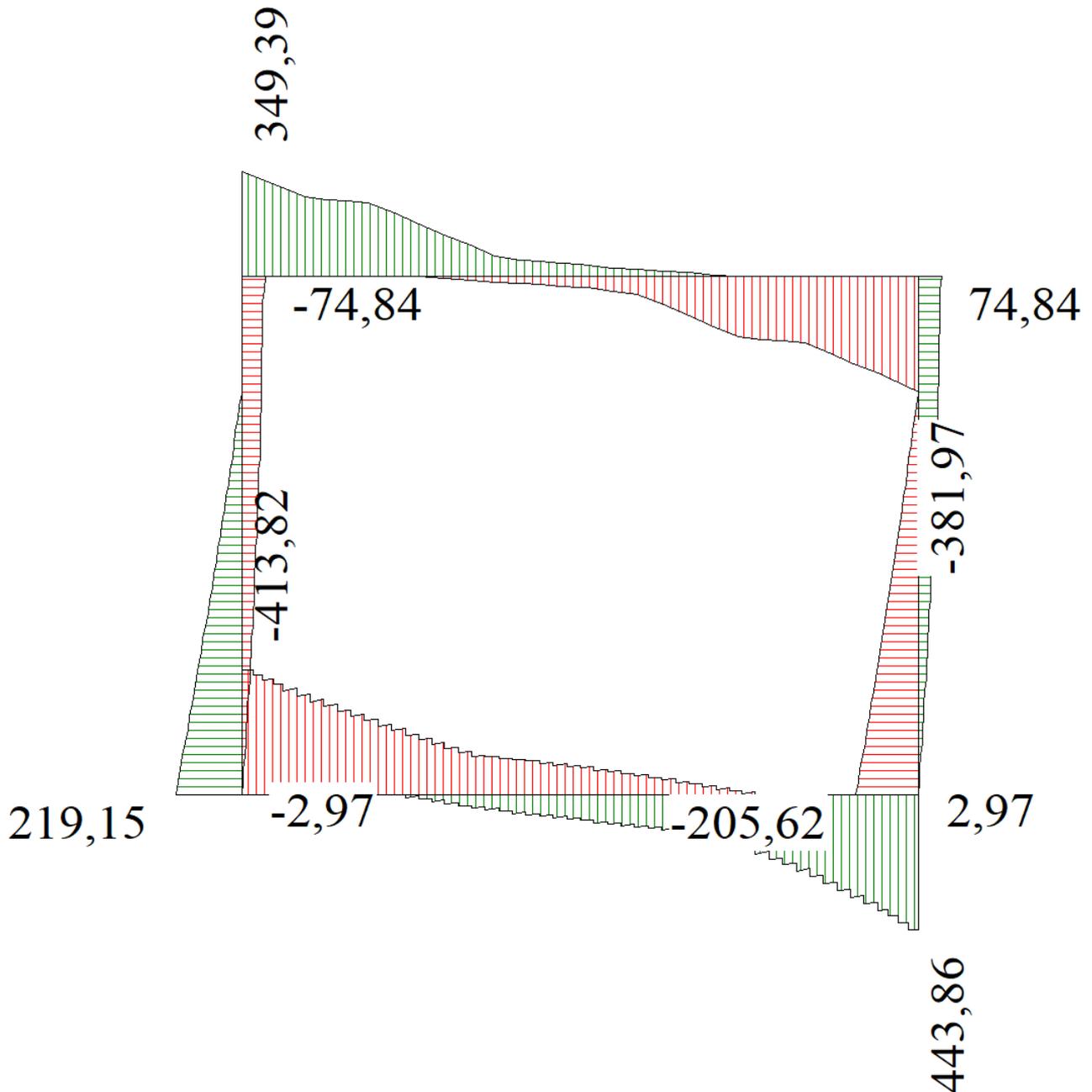


Figura 9 – Diagramma del taglio – Involuppo allo SLU

9.2.1 Fondazione

La fondazione è armata con staffe a 4 bracci/m costituite da $\Phi 8/100$. Di seguito è riportata la verifica a taglio:

sen α_{cw} [#] =	1		Diametro Staffe [mm] =	8	
b_w [mm] =	1000	Base Sezione	Braccia Staffe =	4	
d [mm] =	537	Altezza utile	A_{sw} [mm ²] =	201,1	
z [mm] = $0,9 \cdot d$ =	483		s [mm] = Passo Staffe =	100	$\leq 402,75$ mm
v_1 =	0,5400	(coeff. Rid. per le resistenze di lunga durata)	Formule Premilari:		
f_{ck} [MPa] =	25,0	Cilindrico Caratteristico	$V_{RD,cls}$ [N] = $\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$ =	1499819,1	Bielle Cls Comprese
f_{cd} [MPa] =	16,7		$V_{RD,max}$ [kN] =	1499,8	
$f_{ctk;0,05}$ [Mpa] =	1,8		$V_{RD,s}$ [N] = $(A_{sw}/b_w) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$ =	528153,1	Bielle Acciaio Tese
θ [°] =	21,8	(incl. puntoni di cls rispetto asse trave)	$V_{RD,s}$ [kN] =	528,2	
θ [rad] =	0,38				
cot θ =	2,50				
tan θ =	0,40				
Per $\theta = 45^0$ -->			$V_{RD,cls\ max}$ [N] = $\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot 0,5$ =	2174850,0	
Per $\theta = 21,8^0$ -->			$V_{RD,cls\ min}$ [N] = $\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot 0,3448$ =	1499819,1	

V_{RD} [N] = TAGLIO RESISTENTE =	528153,1
V_{RD} [kN] = TAGLIO RESISTENTE =	528,2 ✓

Essendo il taglio resistente pari a 528.20 kN la verifica risulta soddisfatta ($V_{Ed} = 445.29$ kN).

9.2.2 Piedritti

I piedritti sono armati con staffe a 2 bracci/m costituite da $\Phi 8/100$. Di seguito è riportata la verifica a taglio:

sen α_{cw} [#] =	1		Diametro Staffe [mm] =	8	
b_w [mm] =	1000	Base Sezione	Braccia Staffe =	2	
d [mm] =	537	Altezza utile	A_{sw} [mm ²] =	100,5	
z [mm] = $0,9 \cdot d$ =	483		s [mm] = Passo Staffe =	100	$\leq 402,75$ mm
v_1 =	0,5400	(coeff. Rid. per le resistenze di lunga durata)	Formule Premilari:		
f_{ck} [MPa] =	25,0	Cilindrico Caratteristico	$V_{RD,cls}$ [N] = $\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$ =	1499819,1	Bielle Cls Comprese
f_{cd} [MPa] =	16,7		$V_{RD,max}$ [kN] =	1499,8	
$f_{ctk;0,05}$ [Mpa] =	1,8		$V_{RD,s}$ [N] = $(A_{sw}/b_w) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$ =	264076,5	Bielle Acciaio Tese
θ [°] =	21,8	(incl. puntoni di cls rispetto asse trave)	$V_{RD,s}$ [kN] =	264,1	
θ [rad] =	0,38				
cot θ =	2,50				
tan θ =	0,40				
Per $\theta = 45^0$ -->			$V_{RD,cls\ max}$ [N] = $\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot 0,5$ =	2174850,0	
Per $\theta = 21,8^0$ -->			$V_{RD,cls\ min}$ [N] = $\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot 0,3448$ =	1499819,1	

V_{RD} [N] = TAGLIO RESISTENTE =	264076,5
V_{RD} [kN] = TAGLIO RESISTENTE =	264,1 ✓

Essendo il taglio resistente pari a 264.1 kN la verifica risulta soddisfatta ($V_{Ed} = 219.15$ kN).

Relazione di calcolo scatolare

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	CL 03 00 001	A	42 di 44

9.2.3 Traverso

Il traverso è armato con staffe a 4 bracci/m costituite da $\Phi 8/100$. Di seguito è riportata la verifica a taglio:

sen α_{cw} [#] =	1		Diametro Staffe [mm] =	8	
b_w [mm] =	1000	Base Sezione	Braccia Staffe =	4	
d [mm] =	537	Altezza utile	A_{sw} [mm ²] =	201,1	
z [mm] = $0,9 \cdot d$ =	483		s [mm] = Passo Staffe =	100	$\leq 402,75$ mm
v_1 =	0,5400	(coeff. Rid. per le resistenze di lunga durata)	Formule Premilinari:		
f_{ck} [MPa] =	25,0	Cilindrico Caratteristico	$V_{RD,cls}$ [N] = $\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$ =	1499819,1	Bielle Cls Compresse
f_{cd} [MPa] =	16,7		$V_{RD,max}$ [kN] =	1499,8	
$f_{ctk;0,05}$ [Mpa] =	1,8		$V_{RD,s}$ [N] = $(A_{sw}/b_w) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$ =	528153,1	Bielle Acciaio Tese
θ [°] =	21,8	(incl. puntoni di cls rispetto asse trave)	$V_{RD,s}$ [kN] =	528,2	
θ [rad] =	0,38				
$\cot \theta$ =	2,50				
$\tan \theta$ =	0,40				
			Per $\theta = 45^\circ$ -->	$V_{RD,cls max}$ [N] = $\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot 0,5$ =	2174850,0
			Per $\theta = 21,8^\circ$ -->	$V_{RD,cls min}$ [N] = $\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot 0,3448$ =	1499819,1

V_{RD} [N] = TAGLIO RESISTENTE =	528153,1
V_{RD} [kN] = TAGLIO RESISTENTE =	528,2 ✓

Essendo il taglio resistente pari a 528.20 kN la verifica risulta soddisfatta ($V_{Ed} = 381.97$ kN)

Per un maggiore dettaglio sulle verifiche (sezione per sezione) si rinvia ai tabulati di Calcolo.

 GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC VERONA-PADOVA NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO EST					
	Relazione di calcolo scatolare	COMMESSA IN1A	LOTTO 20	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO CL 03 00 001	REV. A

9.3 Verifiche agli SLE

Per le verifiche agli SLE, rimandando ai tabulati di calcolo per maggiori approfondimenti, di seguito si riporta il principio utilizzato per lo stato limite di fessurazione. Le sollecitazioni massime di riferimento sono quelle della combinazione RARA.

Per eseguire le verifiche a fessurazione del cemento armato si individua come classe di esposizione del calcestruzzo, tra quelle riportate nel prospetto 4.1 dell'EN UNI 206, la XC3-XA1.

Tale classe di esposizione rientra nelle condizioni ambientali *Aggressive* come desumibile dalla Tab.4.1.III (§4.1.2.2.4.2 NTC 2018).

Tab. 4.1.III – *Descrizione delle condizioni ambientali*

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Inoltre la struttura è realizzata con c.a. ordinario e si utilizza pertanto un'armatura definita poco sensibile.

A seguito delle condizioni di seguito riassunte:

- Combinazione rara;
- Armatura poco sensibile;
- Ambiente aggressivo,

secondo quanto riportato nell'istruzione per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari:

- a) $\delta_f \leq w_1$ per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, così come identificate nel §4.1.2.2.4.4 del DM 17.1.2018, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per tutte le zone non ispezionabili.

Dunque nei calcoli si è assunto un valore limite dell'apertura delle fessure pari a $w_1=0.20\text{mm}$.

Si riportano di seguito i massimi valori di apertura delle fessure per ciascun elemento, in combinazione rara. Per maggiori approfondimenti si rimanda ai tabulati di calcolo.

Elemento	w [mm]
Fondazione	0,121 mm
Piedritti	0,091 mm
Traverso	0,182 mm

10 INCIDENZA DI ARMATURA

Incidenza totale 130 kg/m³



LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA
LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC VERONA-PADOVA
NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO EST

Relazione di calcolo scatolare

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	CL 03 00 001	A	44 di 44

11 ALLEGATO TABULATI DI CALCOLO