



Comune di Bologna



Sostenibilità
è Bologna



RTI Progettisti:



PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA DELLA SECONDA LINEA TRANVIARIA DI BOLOGNA (TRATTO NORD LINEA VERDE - DIRETTRICE CORTICELLA-CASTEL MAGGIORE)



Intervento finanziato con risorse
FSC 2014-2020 - Piano operativo della Città
metropolitana di Bologna
Delibera CIPE n.75/2017



STRUTTURE Rampa di accesso all'area ferroviaria Relazione tecnica

COMUNE DI BOLOGNA
SETTORE MOBILITA' SOSTENIBILE E INFRASTRUTTURE

IL DIRETTORE DEL SETTORE

ING. CLETO CARLINI

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

ING. GIANCARLO SGUBBI

IL DIRETTORE DELL'ESECUZIONE DEL CONTRATTO

ING. MIRKA RIVOLA

SEGRETERIA TECNICA

ING. BARBARA BARALDI

GEOM. AGNESE FERRO

Aech. VIRGINIA BORRELLO

RESPONSABILE DI COMMESSA

ING. PAOLO MARCHETTI

RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

ING. SANTI CAMINITI

Gruppo di Progettazione:

Ing. Alessandro Piazza (Coordinatore Tecnico)
Ing. Santi Caminiti (Progetto sistemi tranviari)
Ing. Andrea Spinosa (Studi Trasportistici)
Arch. Sebastiano Fulci De Sarno (Prog. Architettonico e Inser. Urbanistico)
Ing. Sergio Di Nicola (Sovrastruttura Tranviaria)
Ing. Jeremie Wajs (Impianti Tecnologici)
Ing. Maurizio Falzea (Esperto Armamento)
Ing. Giorgio Coletti (Progettazione Funzionale Depositi)
Ing. Pietro Caminiti (Viabilità Interferente)
Ing. Stefano Tortella (Opere Strutturali)
Ing. Andrea Carlucci (Esperto Impianti Elettro-ferroviari)
Ing. Domenico D'Apollonio (Impianti di Trazione Elettrica)
Ing. Matteo Mariotti (Impianti Meccanici)
Arch. Sergio Moscheo (Prime Disposizioni per la Sicurezza)
Ing. Boris. Rowenczyn (Piani Economici e Finanziari)
Prof. Matteo Mattioli (Valutazione impatto ambientale e impatto acustico)

COMMESSA	FASE	DISCIPLINA	TIPO/NUMERO	REV.	SCALA	NOME FILE
B381-C	SF	STR	RT005	B		B381-C-SF-STR-RT005B

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
0	Gen. 2021	EMISSIONE	SISTO	TORTELLA	S.CAMINITI
1	Luglio 2022	Aggiornamento per iter screening ambientale	SISTO	TORTELLA	S. CAMINITI
2					

Indice

1. GENERALITÀ.....	2
2. CRITERI DI VERIFICA	4
3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	5
3.1 OPERE IN C.A. E STRUTTURE METALLICHE.....	5
4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	7
4.1 CALCESTRUZZO PER MAGRONE	7
4.2 CALCESTRUZZO.....	7
4.3 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO.....	8
4.4 PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DELLE STRUTTURE	8
5. ANALISI DEI CARICHI.....	9
5.1 CARICHI ACCIDENTALI INDOTTI DAL TRAFFICO VEICOLARE	9
5.2 CARICHI ACCIDENTALI INDOTTI DAL TRAFFICO FERROVIARIO	11
5.2.1 AZIONI VARIABILI VERTICALI	11
5.2.2 AZIONI VARIABILI ORIZZONTALI (Q_{AVV}).....	14
5.3 CARICHI ACCIDENTALI INDOTTI DALLA LINEA TRANVIARIA.....	14
5.4 GRADO DI SISMICITÀ E MOTO SISMICO	16
5.5 COMBINAZIONI DI CARICO	18
6. METODO DI CALCOLO	22
7. VERIFICHE DEI PRINCIPALI ELEMENTI STRUTTURALI.....	23
7.1 VERIFICHE TENSIONALI E DI FESSURAZIONE DEL MANUFATTO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) ...	23
7.2 VERIFICA DELLO SCATOLARE NELLA SEZIONE CON MAGGIOR DISLIVELLO	26
7.2.1 SPALLA	26
7.2.2 FONDAZIONE	28
7.2.3 IMPALCATO	31

1. GENERALITÀ

L'intervento prevede la realizzazione di una nuova rampa tra muri in c.a. per consentire alla sede tranviaria di passare dalla quota della viabilità esistente alla quota del sedime ferroviario in prossimità della stazione SFM di Corticella.

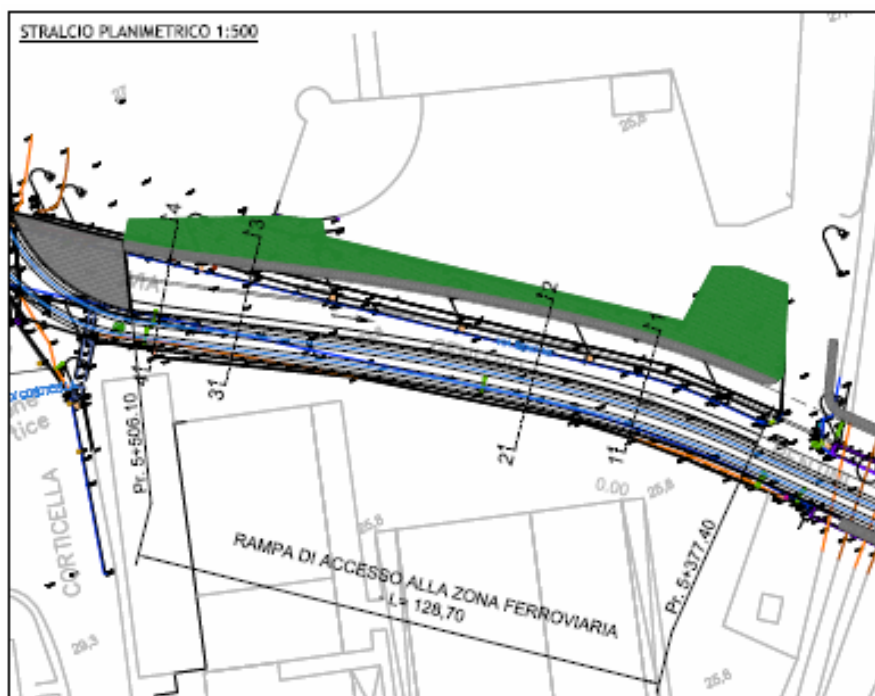


Figura 1.1 – Inquadramento opera

La nuova rampa presenta sezioni variabili:

- nella prima porzione il manufatto è costituito da un solaio e da muri di contenimento ambo i lati in cls armato
- nella seconda porzione l'opera è costituita da uno scatolare in cls armato

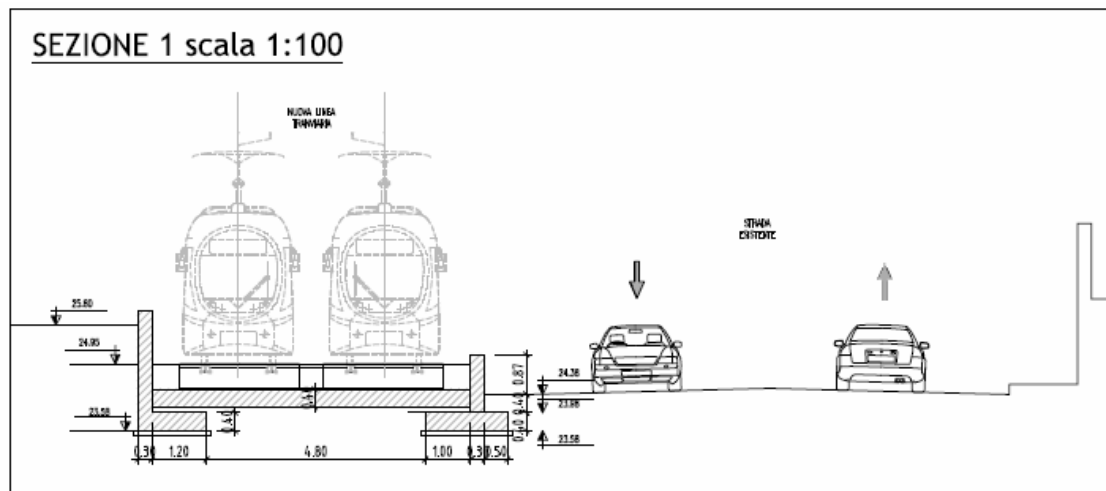


Figura 1.2 – Sezione trasversale prima porzione

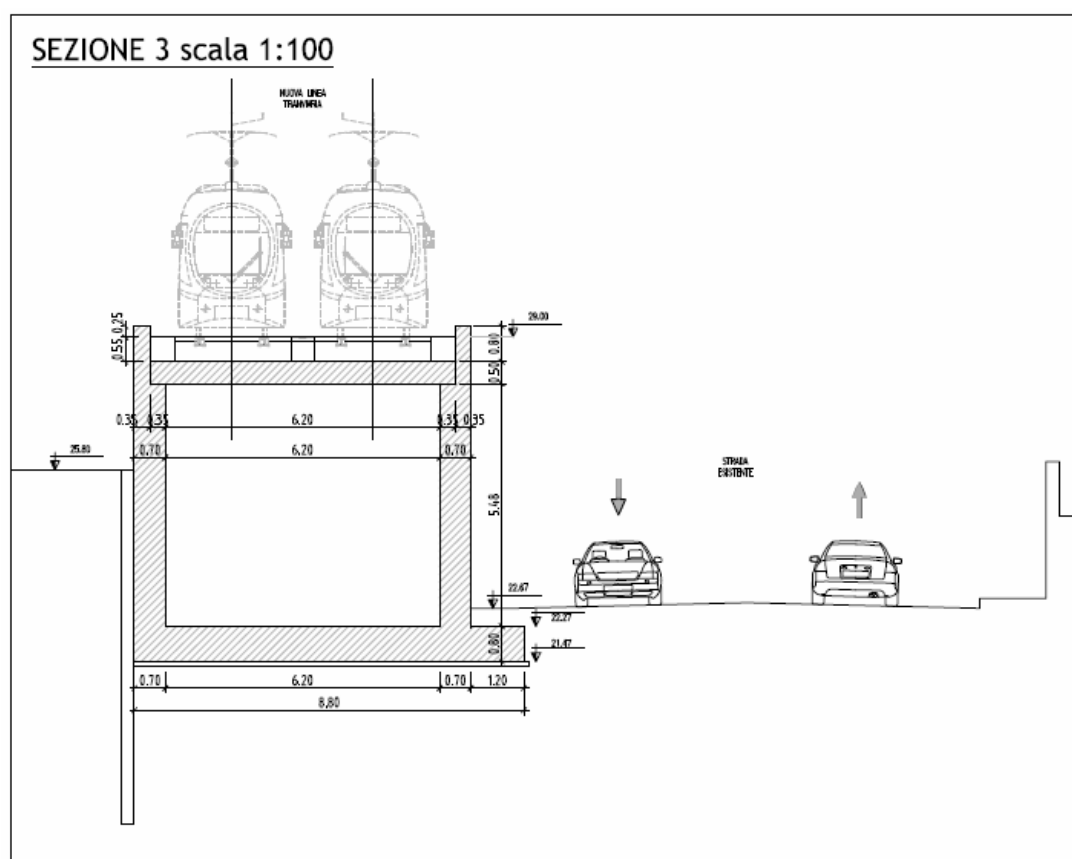


Figura 1.3 – Sezione trasversale seconda porzione

2. CRITERI DI VERIFICA

Tutte le verifiche strutturali agli stati limite sono state condotte in accordo al quanto indicato nella normativa vigente D.M. 17/01/2018, "Norme tecniche per le costruzioni" e relativa circolare applicativa Circolare 21 gennaio 2019 n. 7.

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore.

3.1 OPERE IN C.A. E STRUTTURE METALLICHE

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica
- Circ. Min. LL.PP.14 Febbraio 1974, n. 11951 – Applicazione della L. 5 novembre 1971, n. 1086
- Legge 2 febbraio 1974 n. 64, recante provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
- D. M. Min. II. TT. 17 gennaio del 2018 – Norme tecniche per le costruzioni
- Circolare 21 gennaio 2019 n. 7, Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, “Istruzioni per l’applicazione dell’“Aggiornamento delle Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018”
- UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: “Criteri generali di progettazione strutturale”
- UNI EN 1991-2-4 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale: “Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”
- UNI EN 1991-1-1 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale- Parte 1-1: “Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”
- UNI EN 1991-2 (Eurocodice 1) – Marzo 2005 – Azioni sulle strutture- Parte 2: “Carico da traffico sui ponti”
- UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: “Regole generali e regole per gli edifici”
- UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2) – Gennaio 2006: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: “Ponti in calcestruzzo - progettazione e dettagli costruttivi”
- UNI EN 1993-1-1 (Eurocodice 3) – Ottobre 1993: “Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”

- UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7) – Febbraio 2005: “Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”;
- UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8) – Marzo 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici”
- UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti”
- UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale
- UNI EN 197-1 giugno 2001 – “Cemento: composizione, specifiche e criteri di conformità per cementi comuni”
- UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l’applicazione delle EN 206-1
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera è previsto l'impiego dei sottoelencati materiali.

I coefficienti di sicurezza dei materiali adottati in sede di dimensionamento e verifica per gli elementi strutturali sono quelli riportati nel Capitolo 4 del D.M. 17/01/2018, "Norme tecniche per le costruzioni".

Tutti i materiali impiegati nel progetto, soddisfano le caratteristiche ai fini delle prestazioni strutturali antisismiche ai sensi delle D.M. 17/01/2018, "Norme tecniche per le costruzioni", come risulta dalle verifiche riportate nei successivi capitoli.

4.1 CALCESTRUZZO PER MAGRONE

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

4.2 CALCESTRUZZO

- 1) Per la realizzazione della fondazione dello scatolare si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe Rck ≥ 35 N/mm², che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 29.05$ N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 16.46$ N/mm ²
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.83$ N/mm ²
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.981$ N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.321$ N/mm ²
Resistenza a compressione (comb. Rara)	$\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} = 16.80$ N/mm ²
Resistenza a compressione (comb. Quasi Permanente)	$\sigma_c = 0.45 \cdot f_{ck} = 13.07$ N/mm ²

- 2) Per la realizzazione dei piedritti e della soletta di copertura si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe Rck ≥ 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	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 18.81$ N/mm ²
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.10$ N/mm ²
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.17$ N/mm ²

Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.45 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Rara)	$\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} = 19.92 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)	$\sigma_c = 0.45 \cdot f_{ck} = 14.94 \text{ N/mm}^2$

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	$\geq 7.5\%$
A_{gt}	
Rapporto f_t/f_y	$1,15 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto $f_y \text{ misurato} / f_{ynom}$	$\leq 1,25$

Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
Tensione in condizione di esercizio (comb. Rara)	$\sigma_s = 0.80 \cdot f_{yk} = 360.00 \text{ N/mm}^2$
Fattore di sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1.15$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.30 \text{ N/mm}^2$

4.4 PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DELLE STRUTTURE

Per i valori relativi ai parametri geologici e geotecnici, fare riferimento al documento di riferimento specialistico.

5. ANALISI DEI CARICHI

In accordo alla normativa vigente, le condizioni di carico considerate per il manufatto oggetto della presente relazione sono le seguenti:

- Peso proprio (il peso proprio degli elementi in calcestruzzo armato (G1) è stato assunto pari a 25 kN/m³);
- Permanenti non strutturali sul solaio (G2): armamento tranviario
- Carico indotto dalla tranvia (si veda paragrafo 5.3): sul solaio
- Azioni sismiche (si veda il paragrafo 5.4).
- Azione termica: variazione di temperatura con andamento “a farfalla” di + o – 10°C applicata al solaio.

Per il calcolo delle spinte sulle opere di sostegno e sui fianchi degli scatolari indotte dal terreno si è utilizzato il coefficiente di spinta a riposo K_0 .

5.1 CARICHI ACCIDENTALI INDOTTI DAL TRAFFICO VEICOLARE

Le azioni variabili del traffico definite nello Schema di Carico 1 sono costituite da carichi concentrati e da carichi uniformemente distribuiti. Tale schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali.

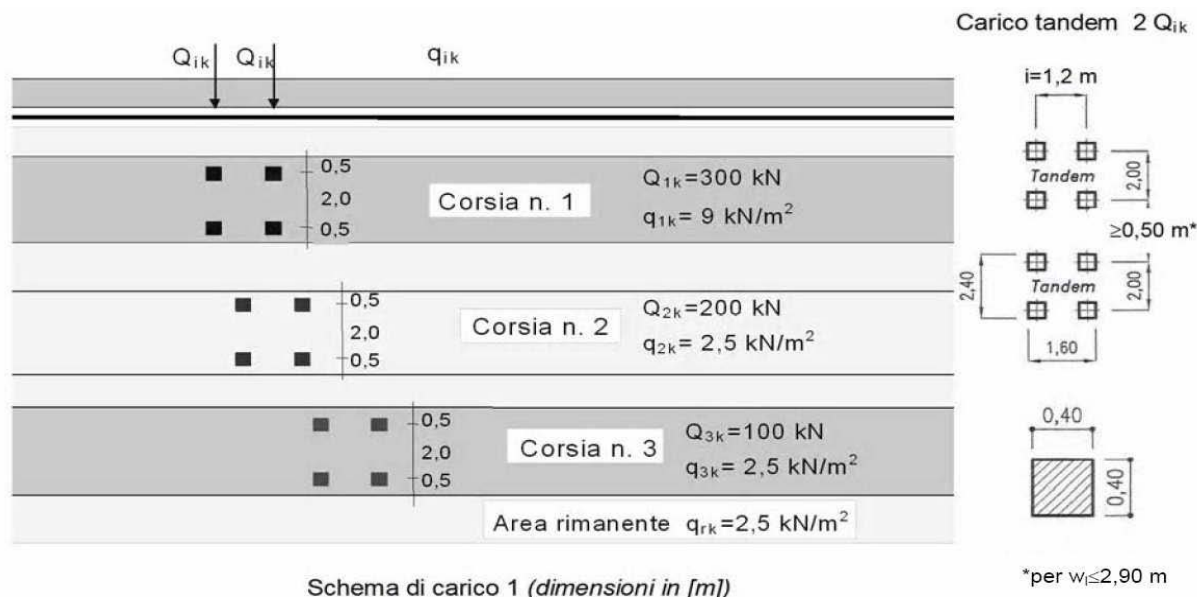


Figura 5.1: Schemi di carico mobile.

Il numero delle colonne di carichi mobili e la loro disposizione sono quelli massimi compatibili con la larghezza della carreggiata considerata.

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9
Corsia Numero 2	200	2,5
Corsia Numero 3	100	2,5
Altre corsie	0,00	2,50

Figura 5.2: Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie.

Si precisa che secondo il Nuovo Testo Unico del 17 gennaio 2018, i carichi mobili includono gli effetti dinamici.

Il carichi concentrati si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta. La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire secondo una diffusione a 45°, fino al piano medio della struttura della soletta sottostante, come mostrato in figura.

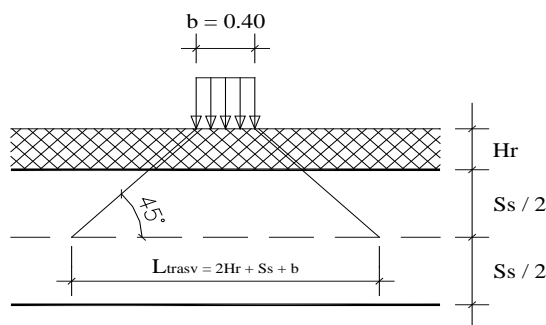


Figura 5.3: Distribuzione carichi

Considerando lo schema di carico 1, gli assi da 150 kN vengono ripartiti e trasmessi sulla soletta considerando una diffusione attraverso la pavimentazione, il terreno e la soletta.

5.2 CARICHI ACCIDENTALI INDOTTI DAL TRAFFICO FERROVIARIO

5.2.1 Azioni variabili verticali

Categoria del Sottopassaggio

Si assume, secondo la vigente normativa RFI, il coefficiente di adattamento proprio di ponti di categoria "A":

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE "α"	
	CATEGORIA "A"	CATEGORIA "B"
LM71	1.1	0.83 ⁽¹⁾
SW/0	1.1	0.83 ⁽¹⁾
SW/2	1.0	0.83 ⁽¹⁾

(1) per velocità di progetto ≥ 200 km/h si dovrà assumere il valore di $\alpha = 1.0$

Figura 5.4: tabella coeff. di adattamento "α" tratti da Tab. 1.4.1.1-1 delle "Istruzioni RFI per la Progettazione e l'Esecuzione dei Ponti Ferroviari".

Diffusione dei carichi

Per la distribuzione dei carichi si fa riferimento al paragrafo 5.2.2.2.1.4 "Ripartizione locale dei carichi", la distribuzione longitudinale per il modello di carico LM71 per lo

spessore del ballast si adotta lo schema riportato nella figura 5.2.4 delle NTC2018 riportata di seguito

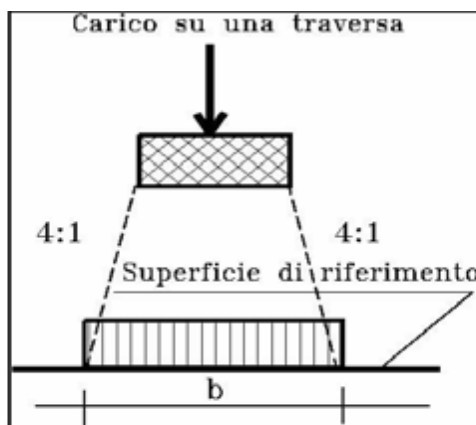


Figura 5.5: Distribuzione longitudinale attraverso il ballast.

per la ripartizione nella struttura in c.a.v. sottostante si utilizza una distribuzione a 45°
Per la distribuzione trasversale si adotta lo schema di figura 5.2.5 delle NTC2018, riportata di seguito, in cui Q_h rappresenta la forza centrifuga.

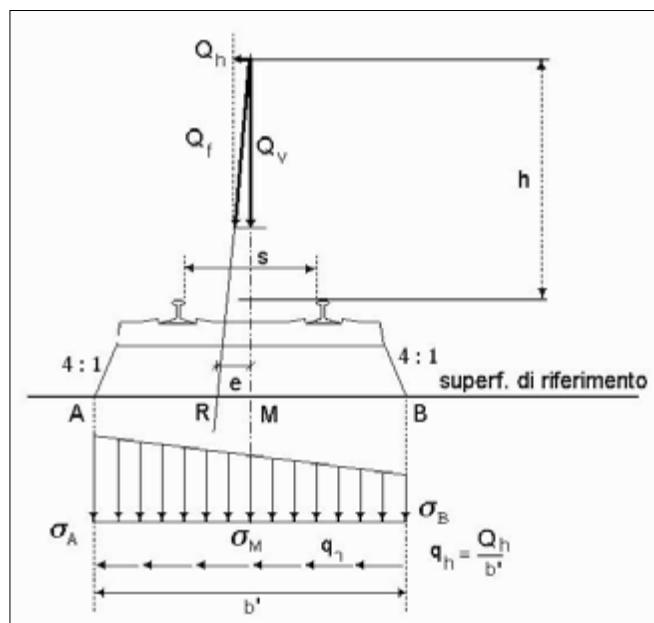


Figura 5.6: Distribuzione trasversale in rettilo delle azioni per mezzo delle traverse e del ballast.

Coefficiente Dinamico

Per il calcolo del coefficiente dinamico ϕ si fa riferimento al par. 5.2.2.2.3 “Effetti Dinamici”.

Modello di Carico Ferroviario

La normativa vigente considera tre differenti modelli di carico: LM71, SW/0 e SW/2.

Il modello di carico LM71 è definito al paragrafo 5.2.2.2.1.1 mentre gli altri al paragrafo 5.2.2.2.1.2. Di seguito si riportano le immagini e le tabelle riportate nelle NTC2018

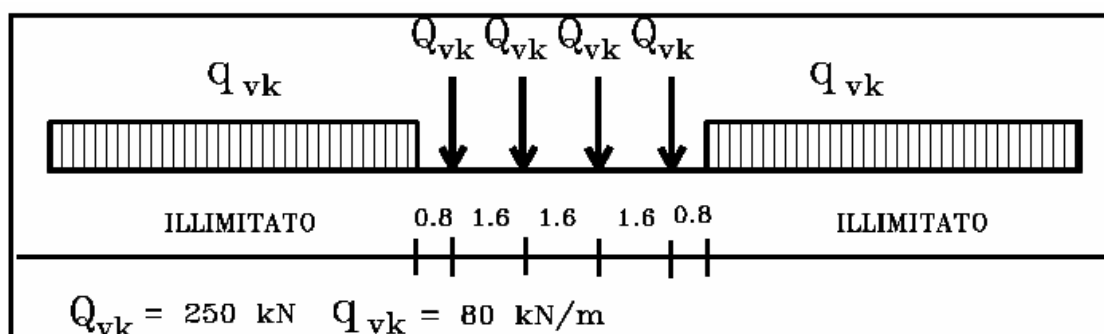


Figura 5.7: Treno di carico LM71.

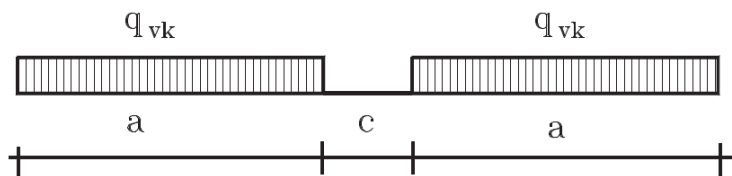


Figura 5.8: Modello di carico SW.

Tipo di Carico	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

Figura 5-9: Caratteristiche Modelli di carico SW.

Spinte dovute ai Carichi Mobili Ferroviari

La presenza dei carichi mobili ai lati della struttura comporta la presenza di una spinta orizzontale sulle pareti della stessa. Per la valutazione di tale spinta si è fatto riferimento, come per la spinta litostatica, al coefficiente di spinta a riposo.

5.2.2 Azioni variabili orizzontali (Q_{avv})

Forza Centrifuga

Poiché l'asse ferroviario è rettilineo la suddetta forza è da ritenersi nulla.

Azione Laterale (Serpeggio)

L'analisi piana verticale in oggetto non permette di cogliere gli effetti indotti da una tale azione agente perpendicolarmente al binario. Tuttavia, vista la natura dell'opera, possiamo ritenere gli effetti indotti da tale azione pressoché trascurabili.

Azione di Avviamento e Frenatura

La forza di avviamento e frenatura agiscono in direzione longitudinale al binario.

I valori caratteristici da considerare sono i seguenti:

avviamento:

$$Q_{la,k} = 33 \text{ [kN/m]} \cdot L[\text{m}] \leq 1000 \text{ kN per modelli di carico LM 71, SW/0, SW/2}$$

frenatura:

$$Q_{lb,k} = 20 \text{ [kN/m]} \cdot L[\text{m}] \leq 6000 \text{ kN per modelli di carico LM 71, SW/0}$$

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

Le azioni di frenatura ed avviamento verranno combinate con i relativi carichi verticali.

5.3 CARICHI ACCIDENTALI INDOTTI DALLA LINEA TRANVIARIA

Per la valutazione dei carichi si fa riferimento al veicolo tranviario denominato Sirio Firenze; lo scartamento dei binari è pari a 1.435 mm.

Il carico accidentale dovuto al peso del tram Sirio Firenze a pieno carico è stato calcolato considerando una carrozza avente le caratteristiche riportate nella seguente immagine.

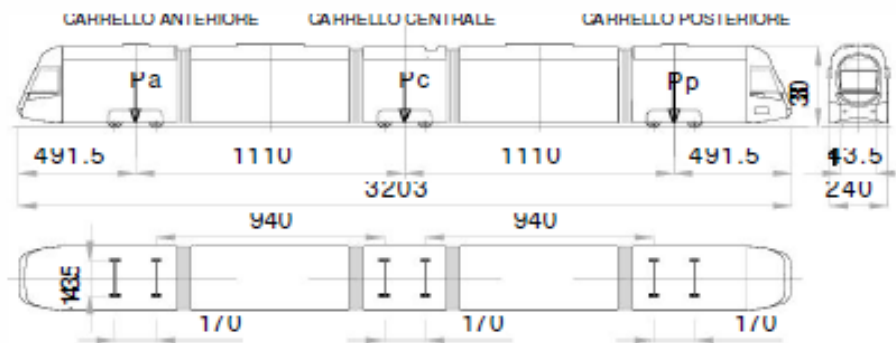


Figura 5.10: caratteristiche del tram Sirio Firenze.

Carichi verticali statici

Il carico per asse a pieno carico della vettura è il seguente:

(passeggeri seduti + 6/m² passeggeri in piedi):

Carrello motore anteriore Pa	198,94 kN
Carrello trascinato centrale Pc	201,14 kN media 99,8 kN/asse
Carrello motore posteriore Pp	198,94 kN
Carico totale	<u>599,02 kN</u>

Effetti dinamici

In analogia a quanto riportato per i ponti ferroviari nel paragrafo 5.2.2.2.3 “Effetti dinamici” delle NTC 2018 per le strutture dell’armamento si può considerare il caso di “linee con elevato standard manutentivo” considerando un aumento dei carichi statici applicando la formula

$$\phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L} - 0.2} + 0.82 = 1.14$$

A favore di sicurezza si è scelto di adottare un incremento del 15%, da cui il carico statico equivalente diviene:

Carico statico equivalente per asse centrale = $201 / 2 \times 1,15$ = 115,7 kN

Carico statico equivalente per asse anteriore/posteriore = $199 / 2 \times 1,15$ = 114,5 kN

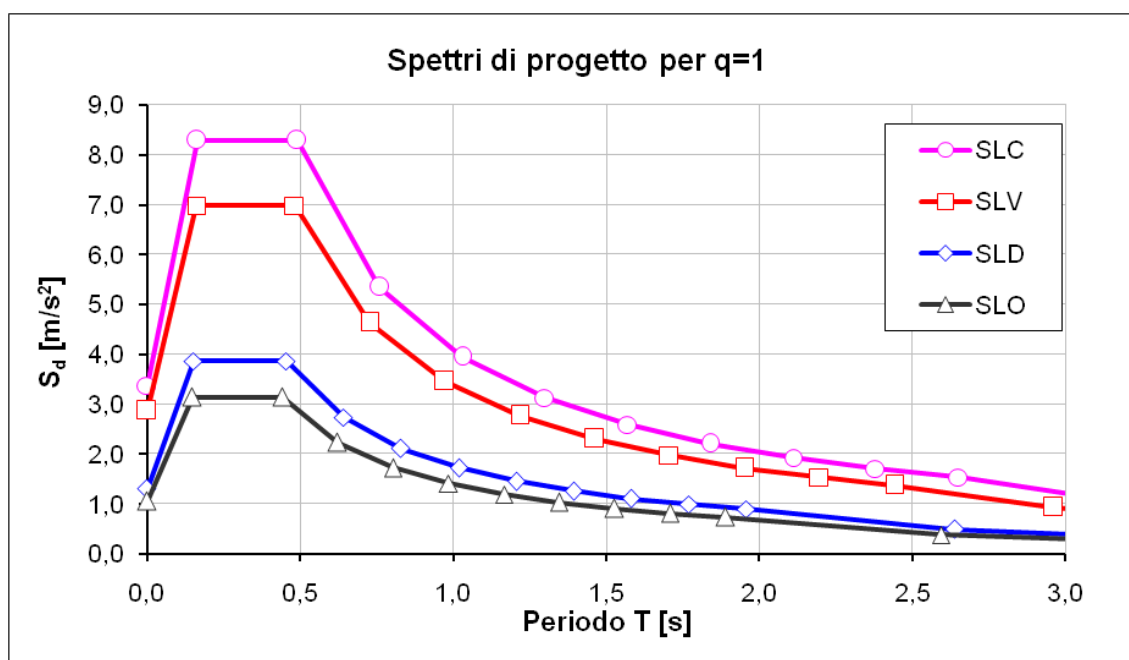
5.4 GRADO DI SISMICITÀ E MOTO SISMICO

Si riportano di seguito i dati utili alla definizione delle azioni sismiche relative al comune di Bologna ed alla tipologia delle opere. Si è assunto un fattore di comportamento q pari ad 1, categoria di sottosuolo C e categoria topografica T1. Il coefficiente di smorzamento viscoso è assunto pari al 5%.

Suolo e topografia	Cat. suolo di fondazione (A,...E)	C	
	Categoria topografica (T1,...T4)	T1	
	Coeff. di amplificazione topografica	S_T	1.0
Varie	Vita nominale dell'opera (10, 50, 100)	V_N [anni]	50
	Classe d'uso (I, II, III, IV)	IV	
	Coefficiente d'uso	C_U	2.0
	Periodo di riferimento	V_R [anni]	100

Si riportano di seguito i dati spettrali che derivano dalle assunzioni di cui sopra:

DATI SPETTRALI		Stati limite d'esercizio		Stati limite ultimi	
		SLO	SLD	SLV	SLC
Probabilità di superamento	P_{Vr}	81%	63%	10%	5%
Periodo di ritorno	T_R [anni]	60	101	949	1950
Accelerazione	a_g [m/s ²]	0.707	0.874	2.063	2.574
	a_g/g	0.072	0.089	0.210	0.262
Fattore di amplificazione	F_0	2.481	2.472	2.431	2.453
Periodo in. velocità costante	T_C^* [s]	0.275	0.286	0.313	0.321
Coefficiente di sottosuolo	C_C	1.61	1.59	1.54	1.53
Coeff. di amplif. stratigrafica	S_S	1.50	1.50	1.39	1.31
Coefficiente di sito	S	1.50	1.50	1.39	1.31
Periodi	T_B [s]	0.147	0.151	0.161	0.163
	T_C [s]	0.442	0.454	0.483	0.490
	T_D [s]	1.888	1.956	2.441	2.650
Accelerazione massima	a_{max} [m/s ²]	1.060	1.310	2.874	3.381
	a_{max}/g	0.108	0.134	0.293	0.345
Spostamento orizz. max	d_g [mm]	22.1	29.1	84.6	109.8
Velocità orizz. max	v_g [m/s]	0.07	0.10	0.22	0.27



L'incremento dinamico di spinta del terreno sotto l'azione sismica viene determinato col metodo di Wood. Tale metodo fornisce la sovraspinta sismica del terreno su una parete interrata soggetta a deformazioni molto contenute, in situazioni prossime di

spinta a riposo sia in condizioni statiche sia durante il sisma. In situazioni del genere, relative a manufatti scatolari interrati, la spinta sismica da assumersi è data dall'espressione:

$$\Delta P_d = \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2$$

Si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro, il che equivale ad applicare una pressione uniforme

$$\Delta p_d = \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot \gamma \cdot H$$

5.5 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, vengono considerate le combinazioni riportate nella tabella 5.1.IV del D.M. 17/01/2018, "Norme tecniche per le costruzioni". A causa della natura dell'opera, i gruppi di azioni da prendere in esame risultano esclusivamente i gruppi 1, 2a.

Tab. 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Carichi sulla superficie carrabile						Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sommontabili
Carichi verticali				Carichi orizzontali		Carichi verticali
Gruppo di azioni	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5kN/m²
2°	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m²
4 (**)			Schema di carico 5 con			Schema di carico 5 con valo-
			valore caratteristico 5,0kN/m²			re caratteristico 5,0kN/m²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				
(*) Ponti pedonali						
(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)						
(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali						

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ²³	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	γ_Q	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Azioni variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	γ_d	0,90 1,00 ⁽²⁾	1,00 1,00 ⁽²⁾	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	γ_{i2} γ_{i3} γ_{i4}	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00

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

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combinazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	—	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0

Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

In accordo alla normativa di riferimento, poiché i carichi permanenti non strutturali sono compiutamente definiti, per il coefficiente γ_g si adottano i valori 1.3 o 1 se il loro contributo aumenta la sicurezza.

Per gli stati limite di esercizio si devono prendere in esame le combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti con i γ pari a 1 e applicando ai valori caratteristici della azioni variabili adeguati coefficienti ψ . In forma convenzionale le combinazioni possono essere espresse nel seguente modo:

- Combinazione rara

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

- Combinazione frequente

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

- Combinazione frequente quasi permanente

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

La combinazione dell'azione sismica (E) con le altre azioni è stata effettuata in accordo a quanto indicato nel paragrafo 2.5.3, D.M. 17/01/2018, "Norme tecniche per le costruzioni", ovvero

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

essendo "E" l'azione sismica per lo stato limite in esame.

Vista la geometria della struttura considerata, in accordo alla normativa di riferimento, non si è considerata la componente verticale E_z dell'azione sismica.

6. METODO DI CALCOLO

La verifica degli elementi è stata svolta seguendo i diversi approcci sottoelencati:

- per gli elementi in c.a.v. costituenti gli scatolari realizzati in opera si è fatto ricorso ad una modellazione ad elementi finiti elaborati tramite il software di calcolo Midas/Gen v.2020, release 2.1, licenza n. USGW000288 intestata a Ing. Stefano Tortella.
- per i micropali temporanei per le fasi di cantierizzazione sono stati progettati e verificati mediante il Software Paratie versione 20.1, licenza intestata a Aegi.s.r.l..

7. VERIFICHE DEI PRINCIPALI ELEMENTI STRUTTURALI

Scopo della presente relazione è l'illustrazione dei criteri e delle ipotesi di calcolo adottati, delle verifiche in merito alle condizioni di stabilità dei manufatti ed al tasso di lavoro dei materiali per le tipologie strutturali maggiormente significative.

Pertanto, si riportano di seguito le verifiche strutturali svolte sul manufatto in oggetto:

- Verifiche di resistenza del manufatto allo stato limite ultimo (SLU) e stato limite di salvaguardia della vita (SLV);
- Verifiche tensionali e di fessurazione del manufatto allo stato limite di esercizio (SLE);

7.1 VERIFICHE TENSIONALI E DI FESSURAZIONE DEL MANUFATTO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione.

Condizioni ambientali

Le condizioni ambientali, ai fini della valutazione della durabilità delle strutture in calcestruzzo, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella tabella seguente:

CONDIZIONI AMBIENTALI	DESCRIZIONE
Ordinarie	Tutte le sollecitazioni escluse le successive
Aggressive	Ambiente aggressivo per cause naturali, caratterizzato da elevata umidità, scarso o nullo soleggiamento.
Molto aggressive	Ambiente molto aggressivo per cause antropiche, caratterizzato da presenza di liquidi o di aeriformi particolarmente corrosivi, ambiente marino.

Nel caso in esame si considera l'opera sottoposta a condizioni ordinarie (classe di esposizione XF1).

Sensibilità delle armature alla corrosione

Le armature si distinguono in due gruppi:

- armature sensibili

- armature poco sensibili

Appartengono al primo gruppo gli acciai da precompresso (con stato tensionale imposto). Appartengono al secondo gruppo gli acciai ordinari.

Le armature dello scatolare, oggetto della relazione, appartengono al gruppo delle armature poco sensibili.

Scelta degli stati limite di fessurazione

Nella tabella sottostante sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Sensibile Stato limite	Armatura	
				w _k	Poco sensibile Stato limite w _k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	≤ w ₃	apertura fessure ≤ w ₃
		quasi permanente	apertura fessure	≤ w ₁	apertura fessure ≤ w ₂
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	≤ w ₁	apertura fessure ≤ w ₂
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure ≤ w ₁
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure ≤ w ₁
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure ≤ w ₁

Le armature dello scatolare, oggetto della presente relazione, appartengono al gruppo delle armature poco sensibili.

Per la verifica dello stato limite di fessurazione si fa quindi riferimento ai limiti di apertura delle fessure w₃ e w₂, rispettivamente pari a 0.4 mm per le azioni frequenti e a 0.3 mm per le quasi permanenti.

Stato limite di decompressione e di formazione delle fessure

Le tensioni sono calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata non fessurata.

Stato limite di apertura delle fessure

Il valore caratteristico di calcolo di apertura delle fessure (w_d) non deve superare i valori nominali w₁, w₂, w₃ secondo quanto riportato nella Tabella riportata in precedenza.

Il valore caratteristico di calcolo è dato da:

$$w_d = 1,7 \cdot w_m$$

dove w_m rappresenta l'ampiezza media delle fessure.

L'ampiezza media delle fessure (w_m) è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ε_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_m = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$$

Per il calcolo di ε_{sm} e Δ_{sm} vanno utilizzati criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica. ε_{sm} può essere calcolato tenendo conto dell'effetto del "tension stiffening" nel rispetto della limitazione:

$$\varepsilon_{sm} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

con σ_s tensione nell'acciaio dell'armatura tesa (per sezione fessurata) nelle condizioni di carico considerate ed E_s è il modulo elastico dell'acciaio.

Verifica delle tensioni in esercizio

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni rare e quasi permanenti delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel conglomerato cementizio sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

Verifica della tensione massima di compressione del conglomerato cementizio nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del conglomerato cementizio σ_c , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c \leq 0,6 \cdot f_{ck} \text{ per la combinazione caratteristica (rara)}$$

$$\sigma_c \leq 0,4 \cdot 5 f_{ck} \text{ per la combinazione quasi permanente}$$

Verifica della tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

Per l'acciaio, la tensione massima, σ_s , per effetto delle azioni dovute alle combinazioni rare deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s \leq 0.8 \cdot f_{yk}$$

dove f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

7.2 VERIFICA DELLO SCATOLARE NELLA SEZIONE CON MAGGIOR DISLIVELLO

La rampa è caratterizzata da una variazione lungo l'asse del piano di posa delle fondazioni e delle quote di estradosso dell'impalcato. La quota del piano di posa delle fondazioni ha un andamento decrescente, segue l'andamento della viabilità esistente per l'accesso al sottovia ferroviario in prossimità della stazione di Corticella, mentre la quota di imposta dell'impalcato ha un andamento crescente che consente di superare il dislivello esistente fra l'inizio rampa e l'imposta del tracciato ferroviario su cui si innesterà la linea tramviaria.

Di seguito si riportano le verifiche degli elementi costituenti lo scatolare in corrispondenza della sezione con maggior dislivello fra piano di posa delle fondazioni e estradosso dell'impalcato.

7.2.1 Spalla

Nell'immagine si riportano le verifiche SLU, SLV e SLE per le spalle

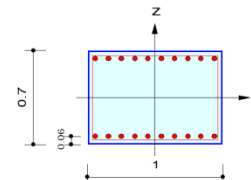
midas Gen

RC Column Checking Result

Company		Project Title	
Author	Stefano Tortella	File Name	C:\...Scatolare rampa accesso.mgb

1. Design Condition

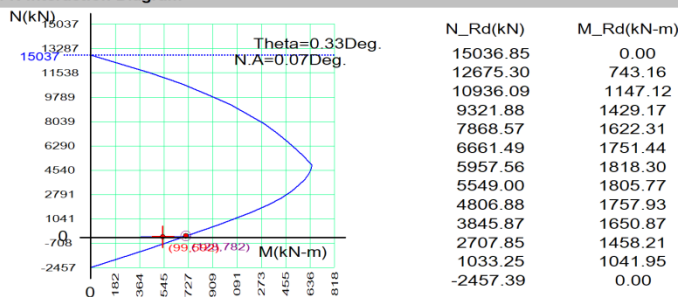
Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018 UNIT SYSTEM kN, m
Member Number: 2 (PM), 3, 2 (Shear-y,z)
Material Data : f_{ck} = 32000, f_{yk} = 450000, f_{yw} = 450000 KPa
Column Height : 6.7 m
Section Property: Piedritti (No : 2)
Rebar Pattern : 20 - 2 - P20 Ast = 0.00628 m² (Rho_{st} = 0.009)



2. Design for Axial and Flexure

Load Combination : 9 (I)
Concentric Max. Axial Load N_{Rdmax} = 15036.8 kN
Axial Load Ratio N_{Ed} / N_{Rd} = 98.8851 / 128.092 = 0.772 < 1.000 O.K
Moment Ratio M_{Ed} / M_{Rd} = 592.118 / 782.332 = 0.757 < 1.000 O.K
M_{Edy} / M_{Rdy} = 592.108 / 782.319 = 0.757 < 1.000 O.K
M_{Edz} / M_{Rdz} = 3.31265 / 4.47856 = 0.740 < 1.000 O.K

M-N Interaction Diagram



3. Design for Shear

[END]	y : 3 (J)	z : 9 (I)
Applied Shear Force (V _{Ed})	0.00000 kN	280.874 kN
Shear Ratio (V _{Ed} /V _{Rdc})	0.00000 / 327.516 = 0.000	280.874 / 313.371 = 0.896
Shear Ratio (V _{Ed} /V _{Rds})	0.00000 / 435.874 = 0.000	280.874 / 296.765 = 0.946
Shear Ratio (V _{Ed} /V _{Rdmax})	0.00000 / 2684.64 = 0.000	280.874 / 2611.20 = 0.108
Shear Ratio	0.000 < 1.000 O.K	0.896 < 1.000 O.K
Asw-H _{use}	0.00132 m ² /m, 2-P10 @120	0.00132 m ² /m, 2-P10 @120
[MIDDLE]	y : 3 (1/2)	z : 9 (1/2)
Applied Shear Force (V _{Ed})	0.00000 kN	181.051 kN
Shear Ratio (V _{Ed} /V _{Rdc})	0.00000 / 338.675 = 0.000	181.051 / 305.331 = 0.593
Shear Ratio (V _{Ed} /V _{Rds})	0.00000 / 348.699 = 0.000	181.051 / 237.412 = 0.763
Shear Ratio (V _{Ed} /V _{Rdmax})	0.00000 / 2684.64 = 0.000	181.051 / 2611.20 = 0.069
Shear Ratio	0.000 < 1.000 O.K	0.593 < 1.000 O.K
Asw-H _{use}	0.00105 m ² /m, 2-P10 @150	0.00105 m ² /m, 2-P10 @150

4. Serviceability : Stress Limit Check

	Load Combination	Stress(s)	Allowable Stress(sa)	Stress Ratio(s/sa)
Concrete (Tensile)	13(C)	-1603.58	3023.81	0.5303
Concrete (Compression)	11(C)	2420.72	19200.00	0.1261
	21(Q)	1909.86	14400.00	0.1326
Rebar	13(C)	15565.39	360000.00	0.0432
Check Linear Creep	21(Q)	1909.86	14400.00	Linear Creep

7.2.2 Fondazione

Verifica SLU e SLV

midas Gen

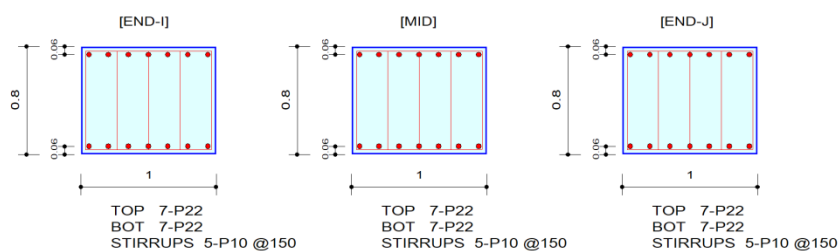
RC Beam Strength Checking Result

	Company		Project Title	
	Author	Stefano Tortella	File Name	C:\...Scatolare rampa accesso.mgb

1. Design Information

Design Code	Eurocode2:04 & NTC2018	Unit System	kN, m
Material Data	fck = 28000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa		
Section Property	Platea (No : 3)	Beam Span	6.8m

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	10	10	9
Moment (M_Ed)	476.93	543.61	353.49
Factored Strength (M_Rd)	734.87	734.87	734.87
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.6490	0.7397	0.4810
Neutral Axis (x/d)	0.0903	0.0903	0.0903
(+) Load Combination No.	9	9	10
Moment (M_Ed)	592.11	311.46	498.66
Factored Strength (M_Rd)	734.87	734.87	734.87
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.8057	0.4238	0.6786
Neutral Axis (x/d)	0.0903	0.0903	0.0903
Using Rebar Top (As_top)	0.0027	0.0027	0.0027
Using Rebar Bot (As_bot)	0.0027	0.0027	0.0027

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	9	10	10
Factored Shear Force (V_Ed)	209.45	245.43	245.43
Shear Strength by Conc.(V_Rdc)	291.40	291.40	291.40
Shear Strength by Rebar.(V_Rds)	686.27	686.27	686.27
Shear Strength by Rebar.(V_Rdmax)	2641.80	2641.80	2641.80
Using Shear Reinf. (Asw)	0.0026	0.0026	0.0026
Using Stirrups Spacing	5-P10 @150	5-P10 @150	5-P10 @150
Shear Ratio by Conc	0.7188	0.8422	0.8422
Shear Ratio by (V_Rds ; V_Rdmax)	0.3052	0.3576	0.3576
Check Ratio	0.7188	0.8422	0.8422

Verifica SLE

midas Gen

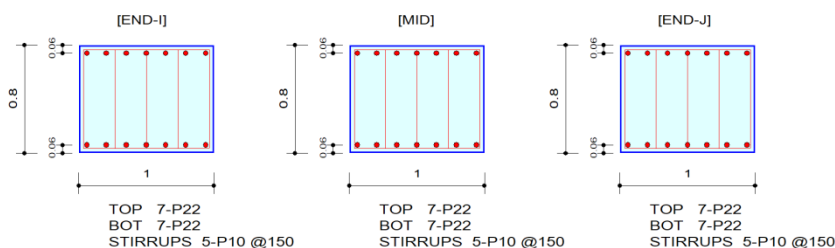
RC Beam Serviceability Checking Result

MIDAS	Company		Project Title	
	Author	Stefano Tortella	File Name	C:\...Scatolare rampa accesso.mgb

1. Design Information

Design Code	Eurocode2:04 & NTC2018	Unit System	kN, m
Material Data	fck = 28000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa		
Section Property	Platea (No : 3)	Beam Span	6.8m

2. Section Diagram



3. Stress Check

	END-I		MID		END-J	
	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar
(-) Load Combination No.	12(C)	12(C)	12(C)	12(C)	11(C)	11(C)
Stress(s)	1471.52	15485.72	2355.53	24788.74	1557.61	16391.71
Allowable Stress(sa)	16800.00	360000.00	16800.00	360000.00	16800.00	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.0876	0.0430	0.1402	0.0689	0.0927	0.0455
(+) Load Combination No.	13(C)	13(C)	11(C)	11(C)	12(C)	12(C)
Stress(s)	1600.68	16845.00	174.41	1835.47	962.29	10126.79
Allowable Stress(sa)	16800.00	360000.00	16800.00	360000.00	16800.00	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.0953	0.0468	0.0104	0.0051	0.0573	0.0281

4. Check Linear Creep

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	21(Q)	21(Q)	21(Q)
Stress(s)	666.33	1359.83	945.28
Allowable Stress(sa)	12600.00	12600.00	12600.00
Stress Ratio(s/sa)	0.0529	0.1079	0.0750
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep
(+) Load Combination No.	21(Q)	21(Q)	21(Q)
Stress(s)	1307.14	113.99	584.56
Allowable Stress(sa)	12600.00	12600.00	12600.00
Stress Ratio(s/sa)	0.1037	0.0090	0.0464
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep

midas Gen RC Beam Serviceability Checking Result

MIDAS	Company		Project Title	
	Author	Stefano Tortella	File Name	CA...Scatolare rampa accesso.mgb

5. Crack Control

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	21(Q)	21(Q)	21(Q)
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.00	0.00	0.00
Check Ratio(w/wa)	0.0265	0.0540	0.0376
(+) Load Combination No.	21(Q)	21(Q)	21(Q)
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.00	0.00	0.00
Check Ratio(w/wa)	0.0519	0.0045	0.0232

6. Deflection Control

$L/250 = 0.027200 > 0.0010$ (LCB:12, POS: 3.4m from END-I)..... O.K

7.2.3 Impalcato

Verifica SLU e SLV

midas Gen

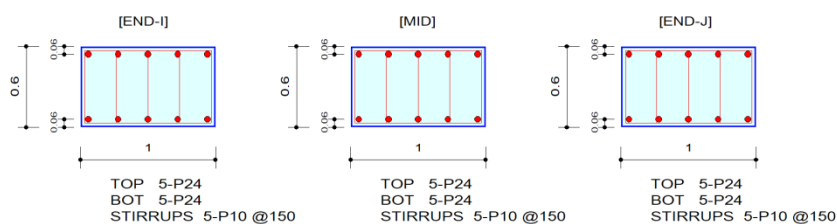
RC Beam Strength Checking Result

MIDAS	Company		Project Title	
	Author	Stefano Tortella	File Name	C:\...Scatolare rampa accesso.mgb

1. Design Information

Design Code	Eurocode2:04 & NTC2018	Unit System	kN, m
Material Data	fck = 32000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa		
Section Property	Solaio (No : 1)	Beam Span	6.8m

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	10	9	9
Moment (M_Ed)	333.87	112.64	396.74
Factored Strength (M_Rd)	454.04	454.04	454.04
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.7353	0.2481	0.8738
Neutral Axis (x/d)	0.1116	0.1116	0.1116
(+) Load Combination No.	9	2	10
Moment (M_Ed)	306.15	354.40	317.88
Factored Strength (M_Rd)	454.04	454.04	454.04
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.6743	0.7805	0.7001
Neutral Axis (x/d)	0.1116	0.1116	0.1116
Using Rebar Top (As_top)	0.0023	0.0023	0.0023
Using Rebar Bot (As_bot)	0.0023	0.0023	0.0023

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	10	1	9
Factored Shear Force (V_Ed)	180.85	149.73	188.36
Shear Strength by Conc.(V_Rdc)	247.54	247.54	247.54
Shear Strength by Rebar.(V_Rds)	500.79	500.79	500.79
Shear Strength by Rebar.(V_Rdmax)	2203.20	2203.20	2203.20
Using Shear Reinf. (Asw)	0.0026	0.0026	0.0026
Using Stirrups Spacing	5-P10 @150	5-P10 @150	5-P10 @150
Shear Ratio by Conc	0.7306	0.6049	0.7610
Shear Ratio by (V_Rds ; V_Rdmax)	0.3611	0.2990	0.3761
Check Ratio	0.7306	0.6049	0.7610

Verifica SLE

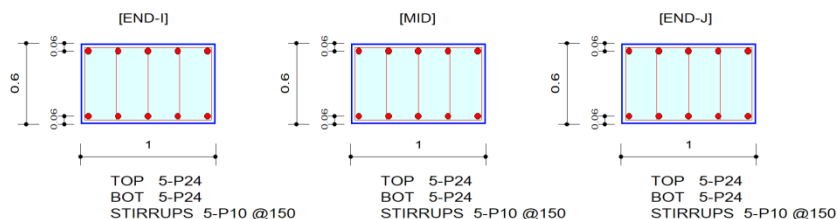
midas Gen RC Beam Serviceability Checking Result

MIDAS	Company		Project Title	
	Author	Stefano Tortella	File Name	C:\...Scatolare rampa accesso.mgb

1. Design Information

Design Code	Eurocode2:04 & NTC2018	Unit System	kN, m
Material Data	fck = 32000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa		
Section Property	Solaio (No : 1)	Beam Span	6.8m

2. Section Diagram



3. Stress Check

	END-I		MID		END-J	
	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar
(-) Load Combination No.	12(C)	12(C)	21(Q)	21(Q)	11(C)	11(C)
Stress(s)	1524.16	14626.46	0.00	0.00	1848.02	17734.38
Allowable Stress(sa)	19200.00	360000.00	0.00	0.00	19200.00	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.0794	0.0406	0.0000	0.0000	0.0963	0.0493
(+) Load Combination No.	13(C)	13(C)	13(C)	13(C)	14(C)	14(C)
Stress(s)	2533.22	24309.87	7736.77	216463.29	2364.64	22692.06
Allowable Stress(sa)	19200.00	360000.00	19200.00	360000.00	19200.00	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.1319	0.0675	0.4030	0.6013	0.1232	0.0630

4. Check Linear Creep

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	21(Q)	21(Q)	21(Q)
Stress(s)	199.34	0.00	566.97
Allowable Stress(sa)	14400.00	0.00	14400.00
Stress Ratio(s/sa)	0.0138	0.0000	0.0394
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep
(+) Load Combination No.	21(Q)	21(Q)	21(Q)
Stress(s)	1267.16	1694.72	1083.34
Allowable Stress(sa)	14400.00	14400.00	14400.00
Stress Ratio(s/sa)	0.0880	0.1177	0.0752
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep

midas Gen RC Beam Serviceability Checking Result

MIDAS	Company		Project Title	
	Author	Stefano Tortella	File Name	C:\...Scatolare rampa accesso.mgb

5. Crack Control

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	21(Q)	21(Q)	21(Q)
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.00	0.00	0.00
Check Ratio(w/wa)	0.0083	0.0000	0.0236
(+) Load Combination No.	21(Q)	21(Q)	21(Q)
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.00	0.00	0.00
Check Ratio(w/wa)	0.0528	0.0706	0.0451

6. Deflection Control

$L/250 = 0.027200 > 0.0019$ (LCB:13, POS: 3.4m from END-I)..... O.K