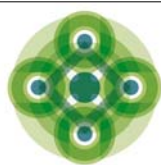




Comune di Bologna



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 Sottopasso Tranviario "Passante" 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	RT002	B		B381-C-SF-STR-RT002B

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	10
3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	11
3.1 OPERE IN C.A. E STRUTTURE METALLICHE.....	11
4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	13
4.1 CALCESTRUZZO PER MAGRONE.....	13
4.2 CALCESTRUZZO.....	13
4.3 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO.....	14
4.4 PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DELLE STRUTTURE	14
5. ANALISI DEI CARICHI.....	15
5.1 CARICHI ACCIDENTALI INDOTTI DAL TRAFFICO VEICOLARE.....	15
5.2 CARICHI ACCIDENTALI INDOTTI DALLA LINEA TRANVIARIA	17
5.3 GRADO DI SISMICITÀ E MOTO SISMICO	18
5.4 COMBINAZIONI DI CARICO.....	20
6. METODO DI CALCOLO	24
7. VERIFICHE DEI PRINCIPALI ELEMENTI STRUTTURALI.....	25
7.1 VERIFICHE STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE).....	25
7.2 VERIFICA IMPALCATO	28

1. GENERALITÀ

Per consentire il passaggio della nuova linea tranviaria lungo Via Corticella in corrispondenza dello svincolo con la tangenziale, viene realizzato un nuovo sottovia ad esclusivo uso della linea stessa, lungo complessivamente, rampe comprese, poco più di 670 m.



Figura 1-1 – Inquadramento opera

L'opera prevede delle opportune fasi di realizzazione, al fine di mantenere attiva la circolazione su parte di Via Corticella, come meglio descritto all'interno dell'elaborato grafico allegato alla presente.

Le rampe di accesso ubicate su ambo i lati sono costituite da una platea e da muri andatori in cls armato, mentre la porzione interrata è costituita da uno scatolare in cls armato.

Per consentire la realizzazione del manufatto, saranno messi in opera opportuni diaframmi in cls armato di spessore 80 cm, ubicati su ambo i lati dello sviluppo longitudinale dello stesso. Per la sola porzione di manufatto direttamente ubicata al di sotto della tangenziale, la realizzazione sarà effettuata con l'ausilio di una berlinese di micropali su ambo i lati.

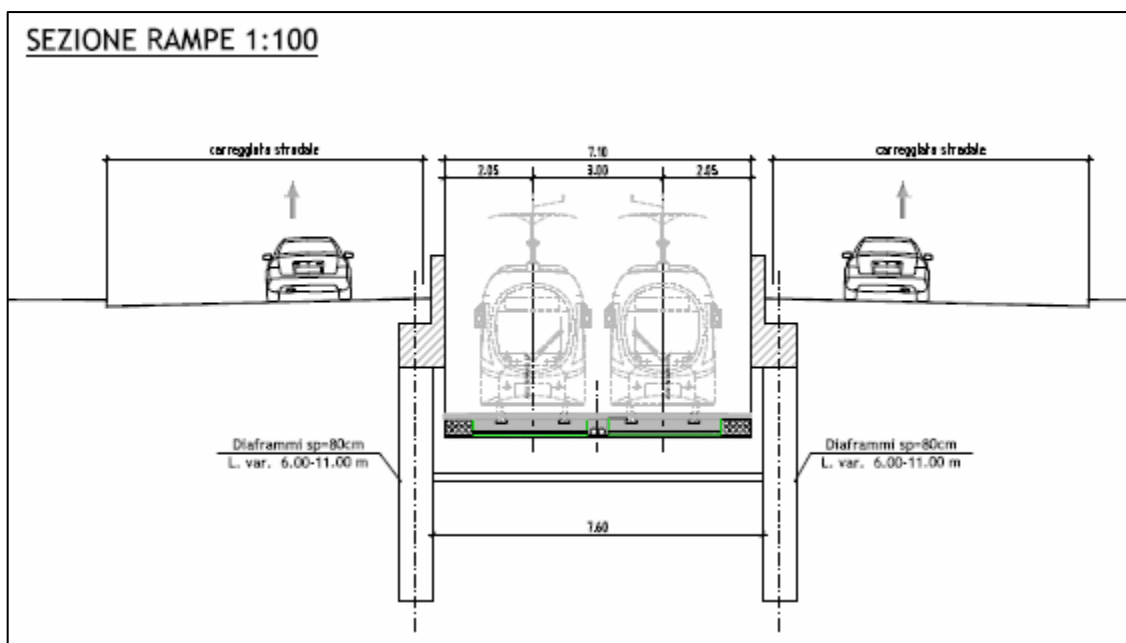
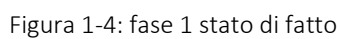
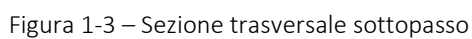


Figura 1-2 – Sezione trasversale rampe di accesso



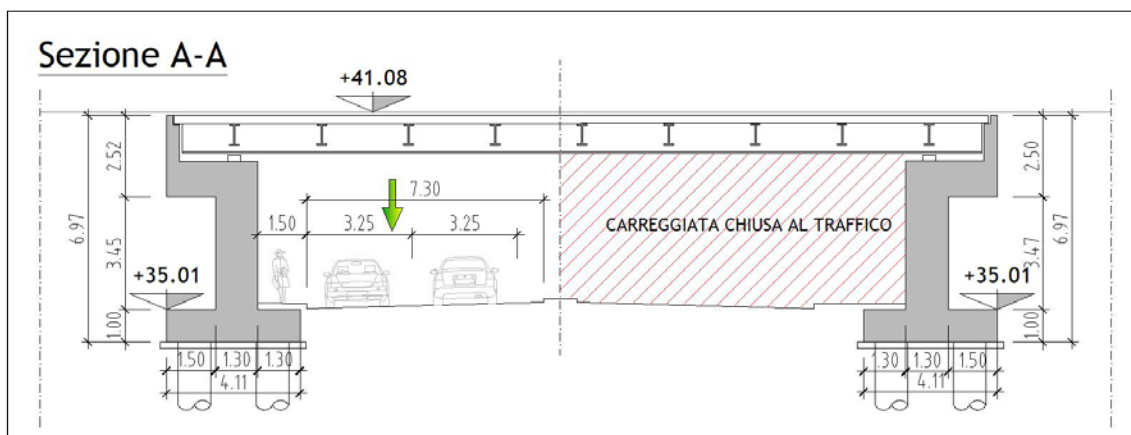


Figura 1-5: delimitazione area di cantiere 1

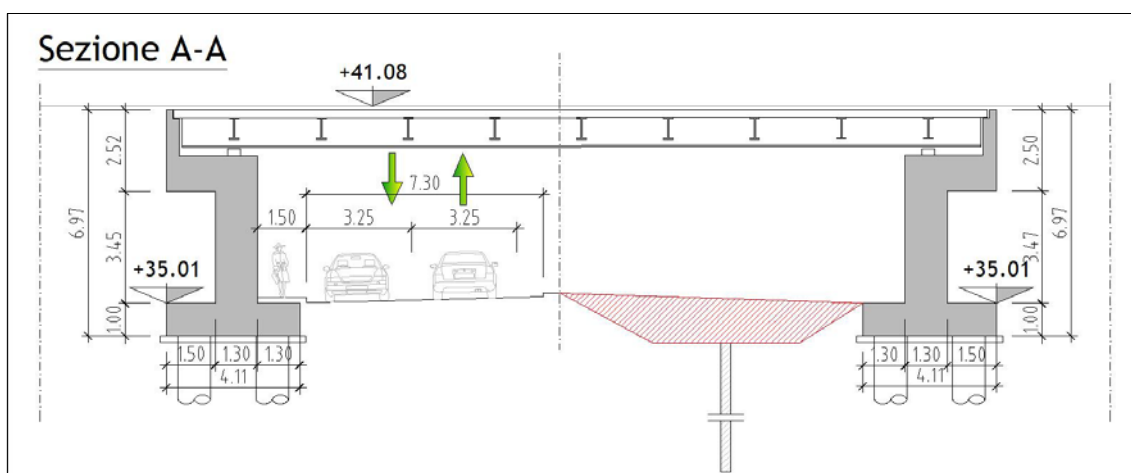


Figura 1-6: realizzazione primo lato dei micropali

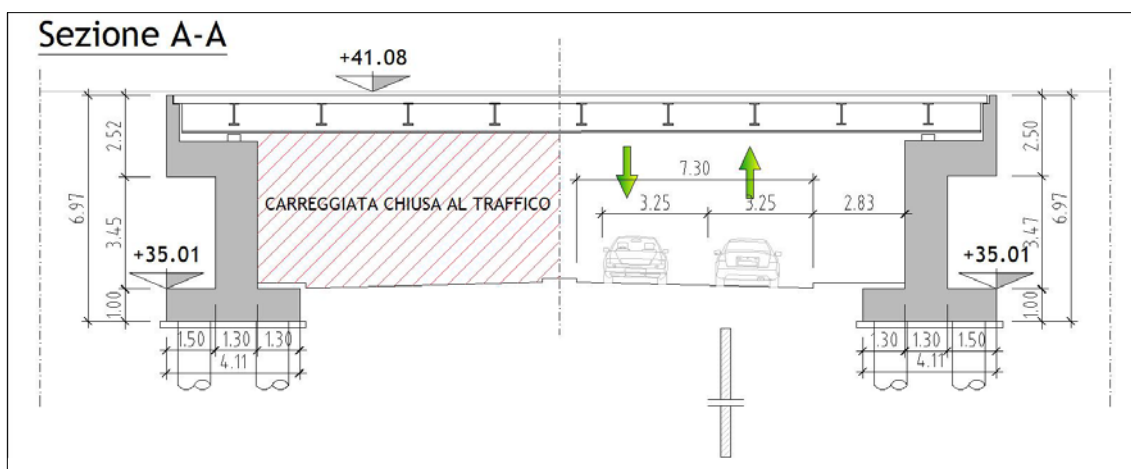


Figura 1-7: ripristino sede stradale e delimitazione area di cantiere 2

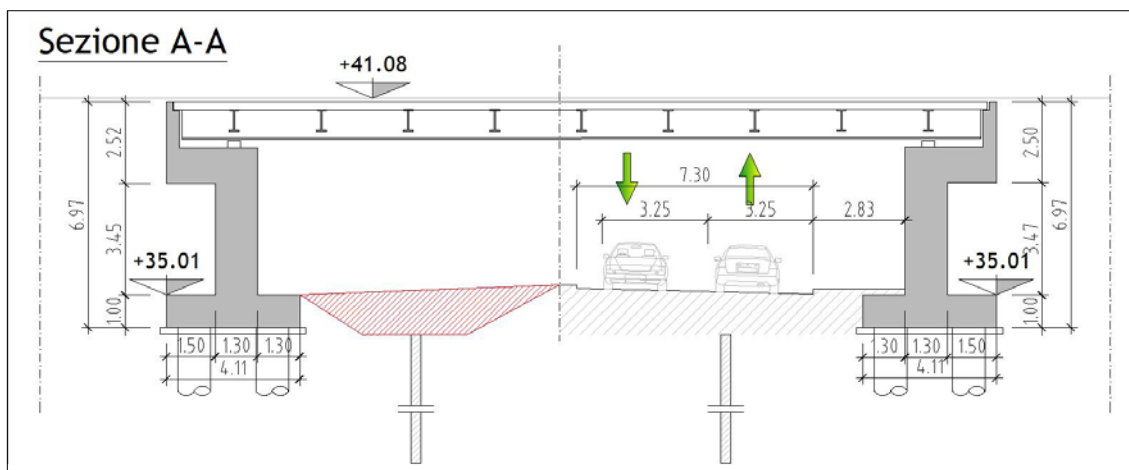


Figura 1-8: realizzazione secondo lato di micropali

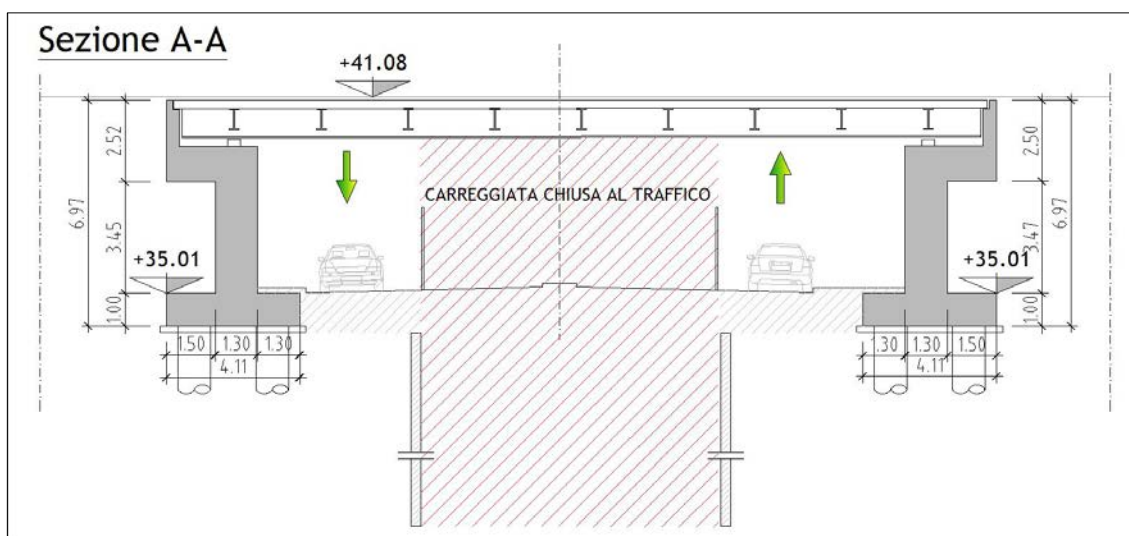


Figura 1-9: ripristino sede stradale e delimitazione area di cantiere 3

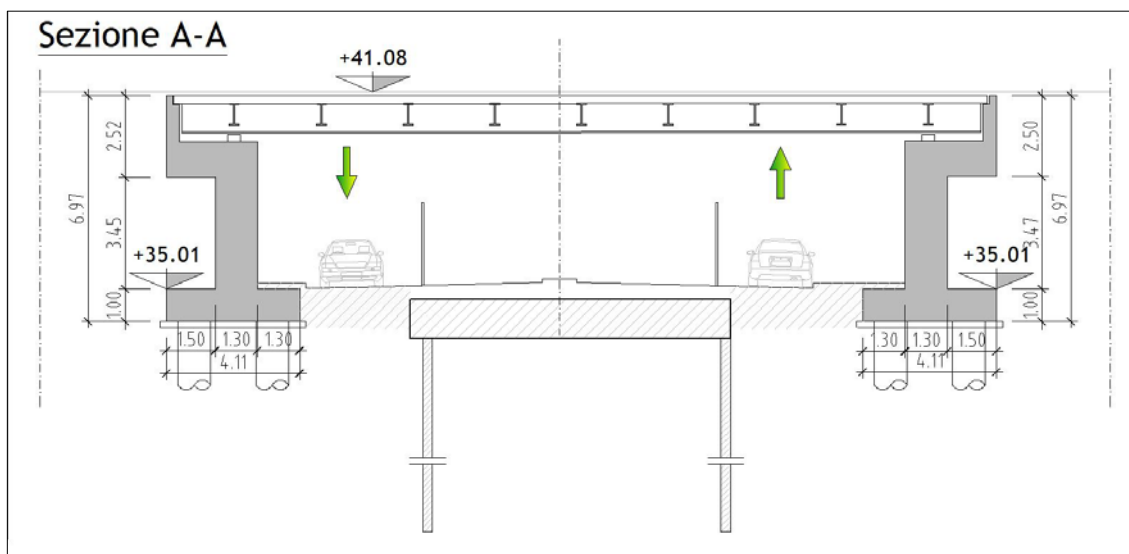


Figura 1-10: realizzazione solaio in c.a.v. di copertura e ripristino del sedime stradale

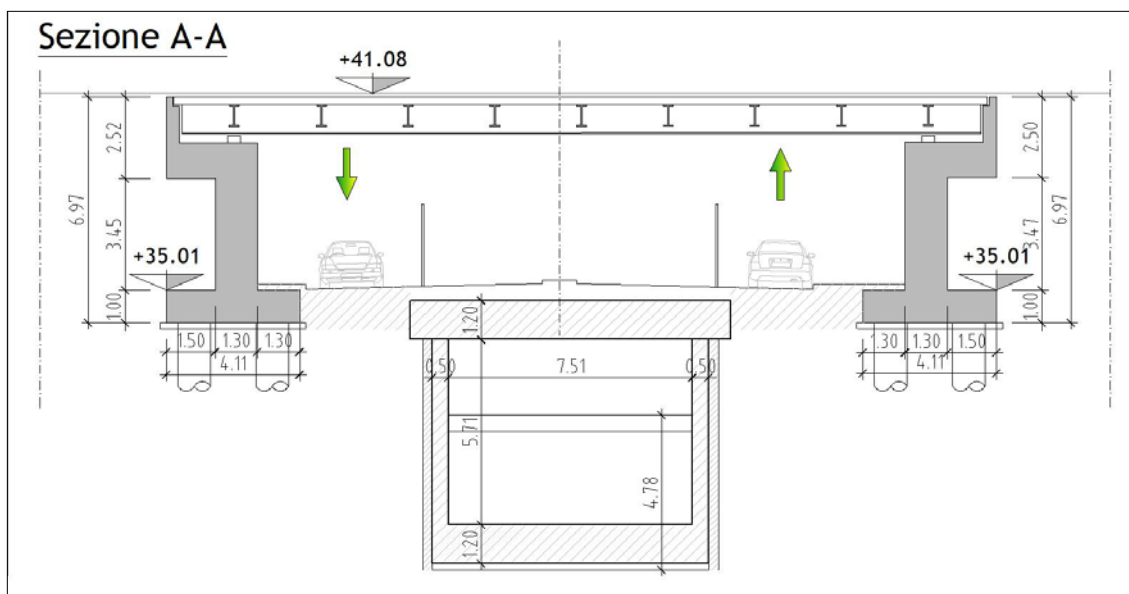


Figura 1-11: scavo in galleria e realizzazione delle opere definitive

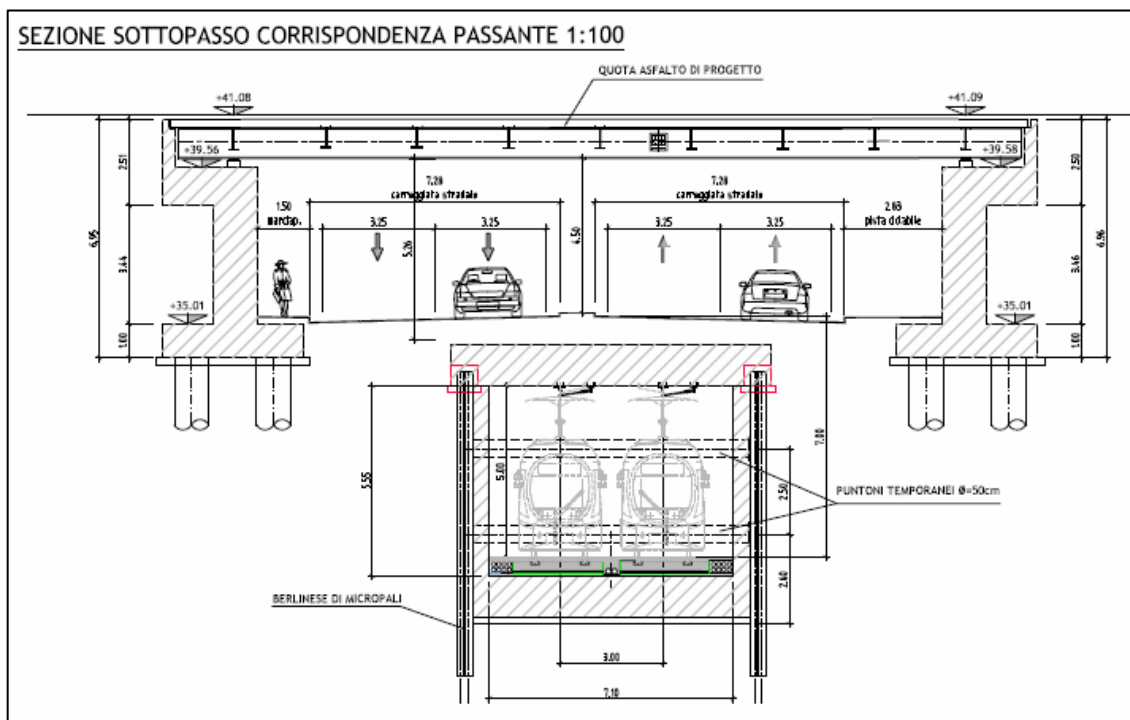


Figura 1-12 – Sezione trasversale sottopasso al di sotto della tangenziale in configurazione finale

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. IL 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	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.10 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.17 \text{ N/mm}^2$
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 A_{gt}	$\geq 7.5\%$
Rapporto f_t/f_y	$1.15 \leq R_m/R_e \leq 1.35$
Rapporto $f_y \text{ misurato} / f_{ynom}$	≤ 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/m^3);
- Permanenti non strutturali sul solaio (G2): ricoprimento e piano stradale
- Permanenti non strutturali sulla fondazione (G2): armamento tranviario
- Carico indotto dal traffico stradale per i ponti (si veda il paragrafo 6.1): sul solaio del sottopasso
- Carico indotto dalla tranvia (si veda paragrafo 6.2): sulla fondazione del sottopasso e delle rampe
- Azioni sismiche (si veda il paragrafo 6.3).
- Azione termica: variazione di temperatura con andamento “a farfalla” di $+ o - 10^\circ\text{C}$ 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.

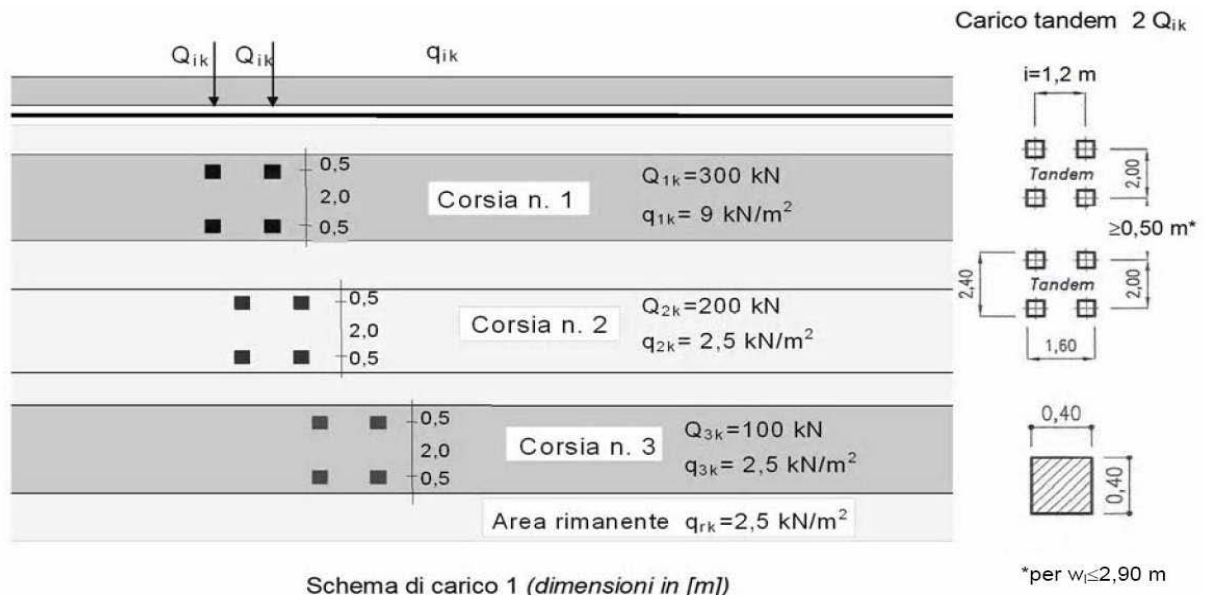


Figura 6-1: Schemi di carico mobile.

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 6-2: 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.

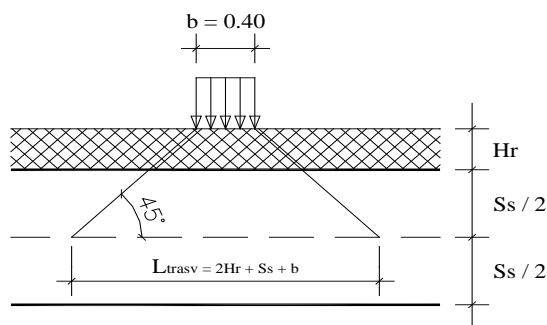


Figura 6-3: Distribuzione carichi

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 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.

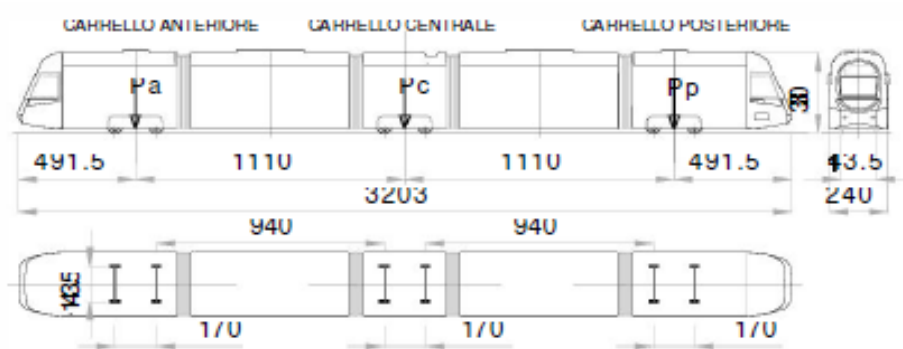


Figura 6-4: caratteristiche del tram Sirio Firenze.

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 x 1,15	= 115,7 kN
Carico statico equivalente per asse anteriore/posteriore = 199 / 2 x 1,15	= 114,5 kN

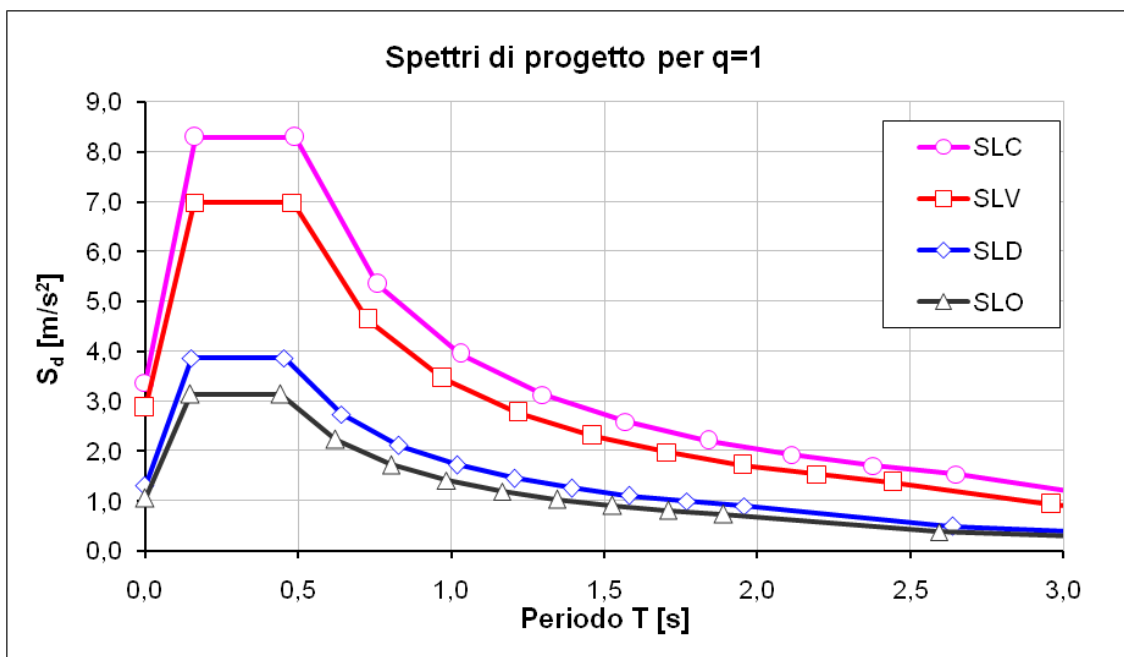
5.3 GRADO DI SISMICITÀ E MOTO SISMICO

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

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

5.4 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

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sommontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	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_{Q3}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	γ_{d1}	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 delle 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:

- gli impalcati di copertura del sottopasso intestato sulla testa dei micropali, tratto in corrispondenza del passante, o dei diaframmi, restante tratto di sottopasso, sono stati schematizzati come delle travi di base unitaria e calcolati mediante il software TCI prodotto dal dott.Ing. Alberto Ferrari con licenza intestata all'Ing. Tortella Stefano
- i diaframmi ed i micropali 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 STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Le verifiche allo stato limite di esercizio possono essere suddivise in due tipologie la prima di tipo fessurativo e la seconda di tipo tensionale. 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 w_1 , w_2 , w_3 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.

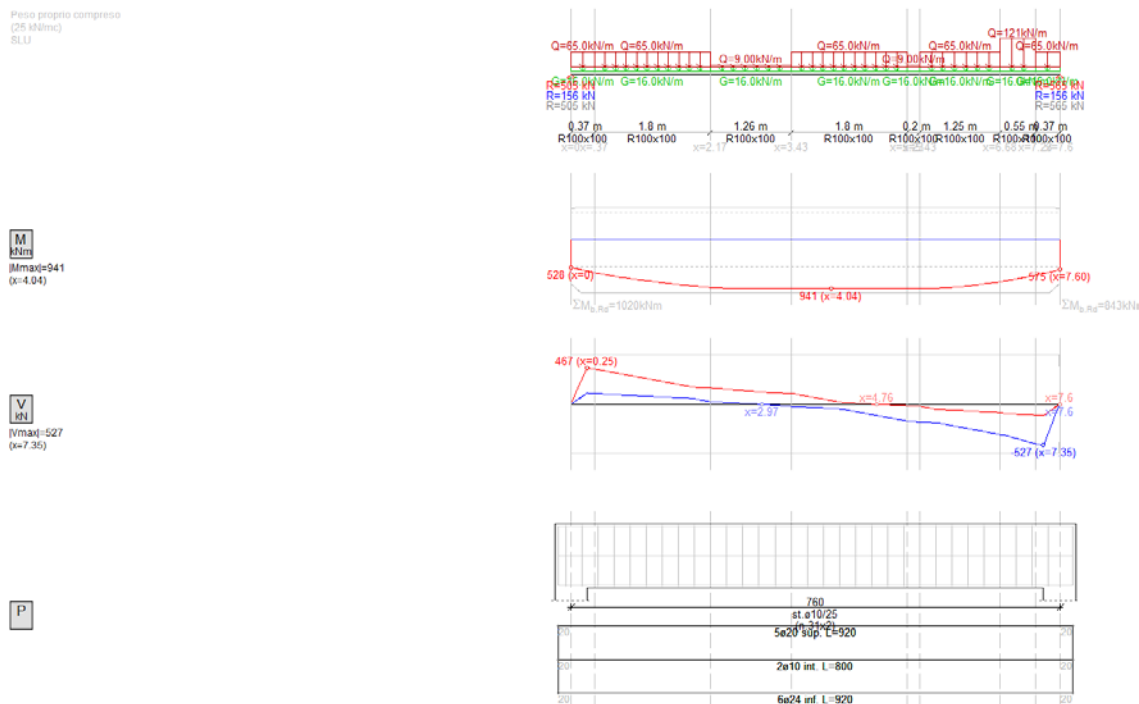
Verifica delle tensioni in esercizio

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:

Schema di calcolo, diagrammi delle azioni interne (SLU), estrazione dei ferri



Caratteristiche meccaniche

Calcestruzzo

R_{ck} [MPa]	f_{ck} [MPa]	γ_c	f_{cd} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	E_c [GPa]	ϵ_{c1} [‰]	ϵ_{cu} [‰]	Legame costitutivo
40.0	33.2	1.50	18.8	3.10	33.6	2.00	3.50	parabola-rettangolo

Acciaio

Tipo	f_{yk} [MPa]	γ_s	f_{sd} [MPa]	E_s [GPa]	ϵ_{sd} [‰]	ϵ_{su} [‰]	Legame costitutivo
B450C	450	1.15	391	206	1.90	67.5	elasto-plastico

Verifiche a flessione (SLU)

x [m]	M_s [kNm]	M_R [kNm]	$\psi = M_R/M_s $	$\epsilon_{c,sup}$ [‰]	$\epsilon_{c,inf}$ [‰]	A_{sup}	A_{inf}
0	528	843	1.60	-3.50	69.7	5 ϕ 20	6 ϕ 24
4.04	941	1020	1.08	-3.50	60.8	5 ϕ 20	6 ϕ 24

Verifiche a flessione (SLU)

x [m]	M _s [kNm]	M _R [kNm]	$\psi = M_R/M_s $	$\epsilon_{c,sup}$ [‰]	$\epsilon_{c,inf}$ [‰]	A _{sup}	A _{inf}
7.60	575	843	1.47	-3.50	69.7	5ø20	6ø24

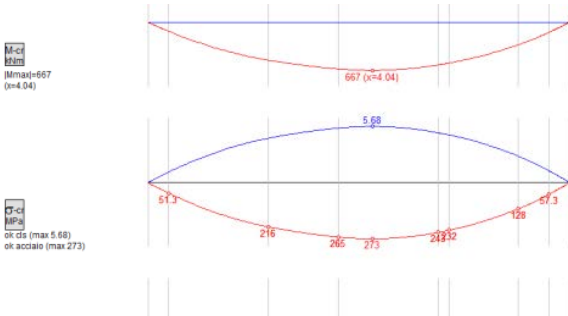
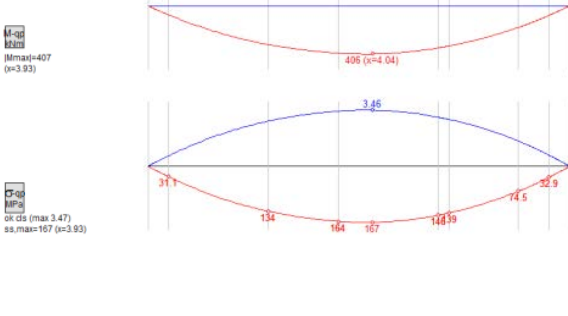
Verifiche a taglio (SLU)

Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto l'asse della trave $\cot(\theta)$ 1.50

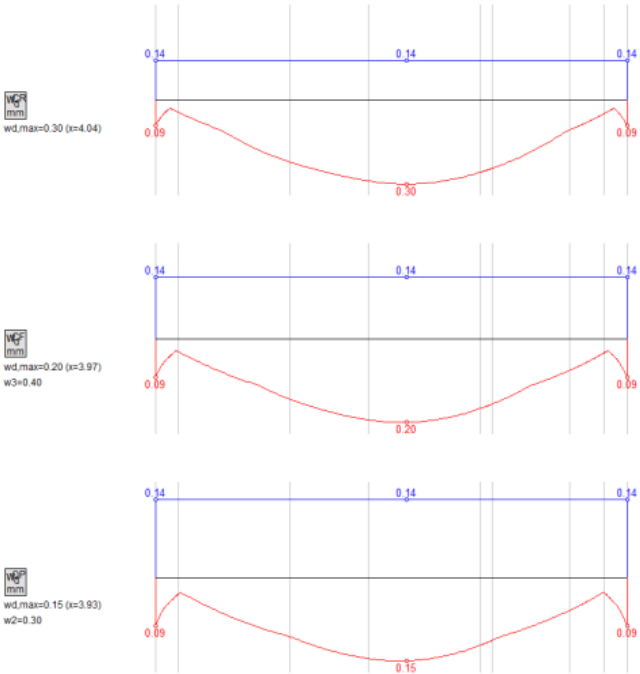
x [m]	V _s [kN]	V _R [kN]	$\psi = V_R/V_s $	d [cm]	b _w [cm]	staffe
0.25	467	637	1.36	96	100	st. 10/25, 4 br.
7.35	-527	637	1.21	96	100	st. 10/25, 4 br.

SLE - Verifica delle tensioni in esercizio

Coefficienti di combinazione Frequente ψ_1 0.50 Quasi permanente ψ_2 0.30

Comb. rara	x [m]	4.04	
	M _{Sd} [kNm]	667	
	σ_c [MPa]	5.68	
	ψ_c	3.51	
	x [m]	4.04	
	M _{Sd} [kNm]	667	
Comb. quasi permanente	σ_s [MPa]	273	
	ψ_s	1.32	
	x [m]	3.93	
	M _{Sd} [kNm]	407	
	σ_c [MPa]	3.47	
	ψ_c	4.31	
	x [m]	3.93	
	M _{Sd} [kNm]	407	
	σ_s [MPa]	167	

SLE - Verifica di fessurazione

Gruppi di esigenze		a	w_1 [mm]	0.20	w_2 [mm]	0.30	w_3 [mm]	0.40
Comb. rara	x [m]	4.04						
	M_{sd} [kNm]	667						
	Δ_{sm} [cm]	28.6						
	ϵ_{sm} [‰]	1.07						
	w_d [mm]	0.30						
	ψ	n.d.						
Comb. frequente	x [m]	3.97						
	M_{sd} [kNm]	481						
	Δ_{sm} [cm]	28.6						
	ϵ_{sm} [‰]	0.69						
	w_d [mm]	0.20						
	ψ	2.00						
Comb. quasi permanente	x [m]	3.93						
	M_{sd} [kNm]	407						
	Δ_{sm} [cm]	28.6						
	ϵ_{sm} [‰]	0.55						
	w_d [mm]	0.15						
	ψ	1.90						