

RTI Progettisti:

SYSTRA

SOTECNI
SYSTRA GROUP

architector
engineering

AEGIS
CANTARELLI + PARTNERS

STUDIO MATTIOLI
Ambiente - Ingegneria - Energia

cooperativa archeologia

PROGETTO DEFINITIVO DELLA SECONDA LINEA TRANVIARIA DI BOLOGNA (TRATTO NORD LINEA VERDE)

OPERE CIVILI LUNGO LINEA Opere puntuali - Strutturale 005 - Scatolare capolinea Stazione Corticella Relazione di calcolo

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
arch. Virginia Borrello
ing. Giulio Cimbali
geom. Agnese Fero
ing. Stefania Guadagnini
geom. Luciano Notte
ing. Lisa Ombra
ing. Marco Pesare

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

RESPONSABILE DI COMMESSA
ING. PAOLO MARCHETTI

COORDINATORE TECNICO
ING. ALESSANDRO PIAZZA

SISTEMA TRANVIARIO
ING. SANTI CAMINITI

ARCHITETTURA E INSERIMENTO URBANISTICO
ARCH. SEBASTIANO FULCI DE SARNO

OPERE A VERDE
ARCH. NICOLA CANTARELLI

OPERE STRUTTURALI
ING. STEFANO TORTELLA

SEGNALAMENTO E TELECOMUNICAZIONI
ING. ANGELA TORTORELLA

AMBIENTE
PROF. MATTEO MATTIOLI

SICUREZZA
ARCH. SERGIO MOSCHEO

ARCHEOLOGIA
DOTT. CRISTINA BIGAZZI

BIM MANAGER
GEOM. MIRKO CASAROLI

RESP. INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE
ING. SANTI CAMINITI

IMPIANTI TECNOLOGICI
ING. SIMONE VILLA

STUDI TRASPORTISTICI
ING. ANDREA SPINOSA

VIABILITA' INTERFERENTE E SOTTOSERVIZI
ING. PIETRO CAMINITI

IDRAULICA E IDROLOGIA
ING. ANDREA BENVENUTI

DEPOSITO
ING. GIORGIO COLETTI

ARMAMENTO
ING. MAURIZIO FALZEA

GEOLOGIA E GEOTECNICA
DOTT. GEOL. ANTONIO PAONE

TRAZIONE ELETTRICA
ING. DOMENICO D'APOLLONIO

IMPIANTI MECCANICI
ING. SALVATORE GIUA

COMMESSA	FASE	LOTTO	WBS	DISCIPLINA	TIPO	NUMERO	REV.	SCALA	NOME FILE
B381	C	D	X00	O05	STR	RT	01	A	B831C-D-X00-O05-STR-RT-01-A

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
A	Ago. 2023	PRIMA EMISSIONE	SISTO	TORTELLA	S. CAMINITI
B					
C					
D					

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 DALLA LINEA TRANVIARIA.....	9
5.2 AZIONE DEL VENTO	11
5.3 GRADO DI SISMICITÀ E MOTO SISMICO	11
5.4 COMBINAZIONI DI CARICO	13
6. METODO DI CALCOLO	16
7. VERIFICHE DEI PRINCIPALI ELEMENTI STRUTTURALI.....	17
7.1 VERIFICHE TENSIONALI E DI FESSURAZIONE DEL MANUFATTO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO	17
7.2 VERIFICA DELLO SCATOLARE NELLA SEZIONE CON MAGGIOR DISLIVELLO	20
7.2.1 PIEDRITTI	20
7.2.2 FONDAZIONE	22
7.2.3 IMPALCATO	25

1. GENERALITÀ

L'intervento prevede la realizzazione di una nuova rampa in c.a. per consentire alla sede tranviaria di passare dalla quota di arrivo del ponte navile alla quota del sedime ferroviario in prossimità del capolinea della stazione SFM di Corticella.

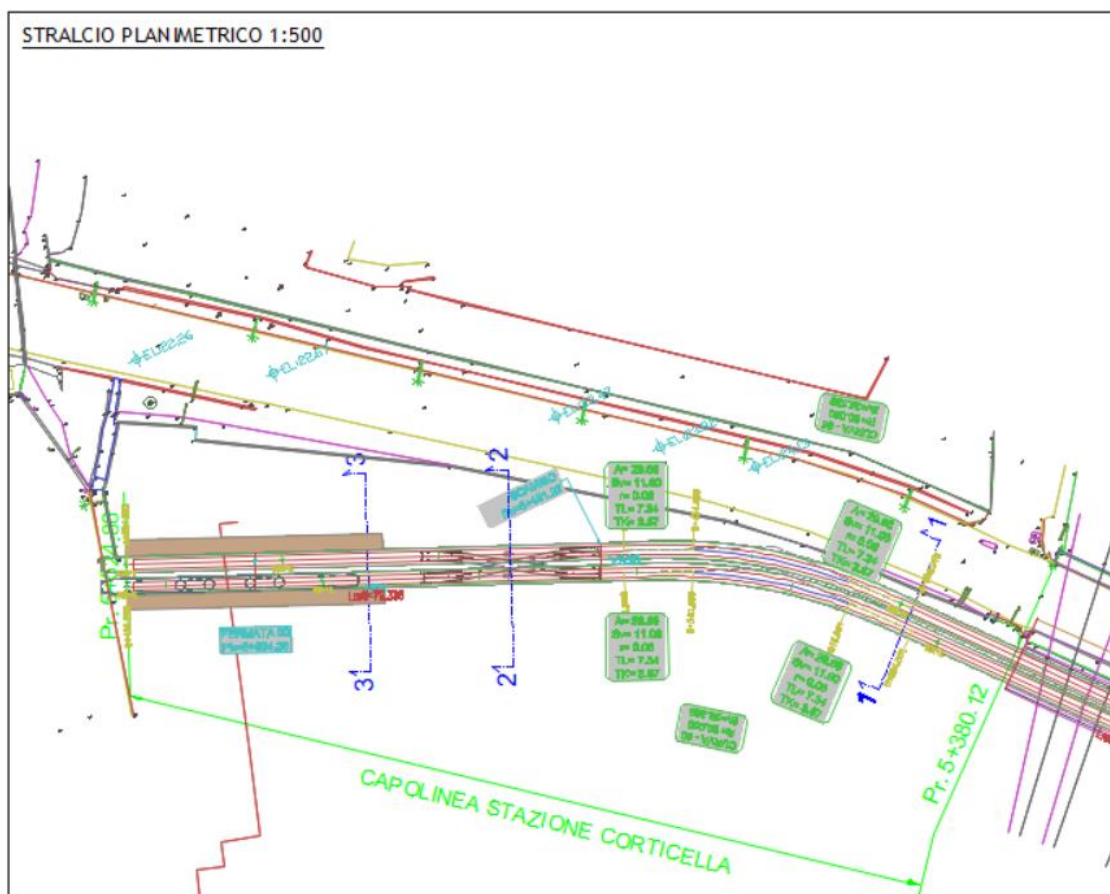


Figura 1.1 – Inquadramento opera

L'opera è costituita da uno scatolare in cls armato ed è caratterizzata da una variazione crescente delle quote di estradosso dell'impalcato per superare il dislivello esistente fra l'inizio rampa e l'imposta della quota del capolinea.

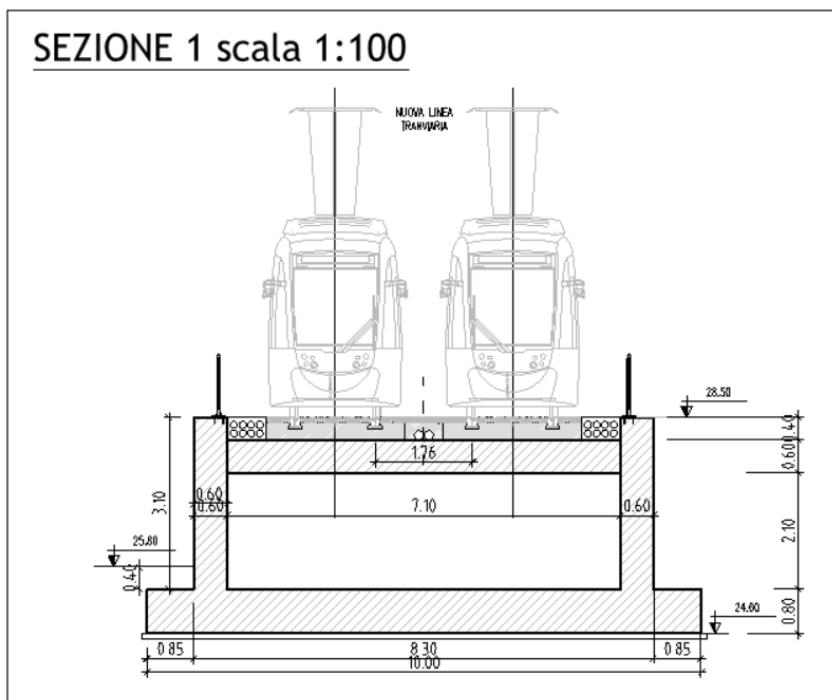


Figura 1.2 – Sezione trasversale 1-1 primo tratto

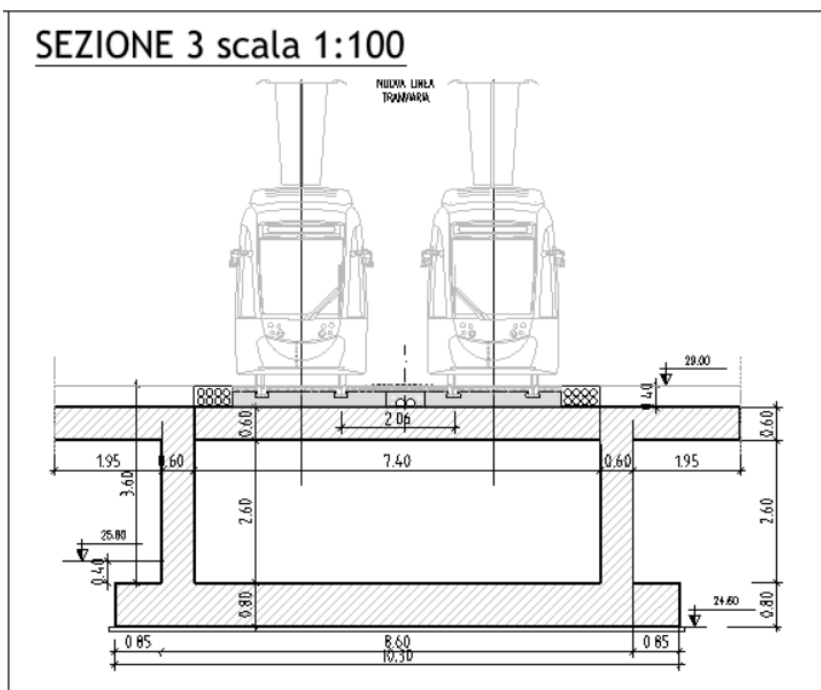


Figura 1.3 – Sezione trasversale 3-3 capolinea in corrispondenza delle pensiline laterali

2. CRITERI DI VERIFICA

Tutte le verifiche strutturali agli stati limite sono state condotte in accordo a 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	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.10$ 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 $f_y \text{ misurato} / f_{ynom}$	$\leq 1,25$

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 5.1): sul solaio
- Carico vento (si veda paragrafo 5.2): sui piedritti dello scatolare
- Azioni sismiche (si veda il paragrafo 5.3).
- Azione termica: variazione di temperatura con andamento “a farfalla” di + o – 10°C applicata al solaio.

5.1 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.

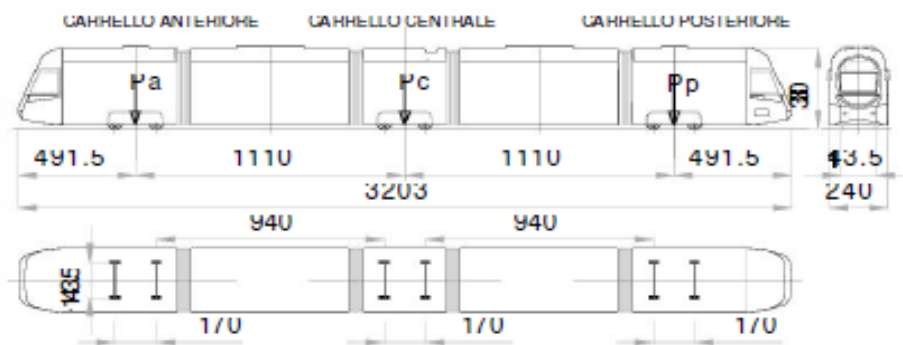


Figura 5.1: caratteristiche del tram Sirio Firenze.

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

5.2 AZIONE DEL VENTO

Calcolo effettuato in accordo al D.M. 17 gennaio 2018 - NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI

Cap. 3 - AZIONI SULLE COSTRUZIONI - Par. 3.3 e 3.4

Zona vento = 2

Velocità base della zona, $V_{b.o} = 25 \text{ m/s}$ (Tab. 3.3.I)

Altitudine base della zona, $A_o = 1000 \text{ m}$ (Tab. 3.3.I)

Altitudine del sito, $A_s = 54 \text{ m}$

Velocità di riferimento, $V_b = 25,00 \text{ m/s}$ ($V_b = V_{b.o}$ per $A_s \leq A_o$)

Periodo di ritorno, $T_r = 50$ anni

$C_r = 1$ per $T_r = 50$ anni

Velocità riferita al periodo di ritorno di progetto, $V_r = V_b C_r = 25,00 \text{ m/s}$

Classe di rugosità del terreno: A

[Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m]

Esposizione: Cat. V - Entroterra fino a 500 m di altitudine

($K_r = 0,23$; $Z_o = 0,7 \text{ m}$; $Z_{min} = 12 \text{ m}$)

Pressione cinetica di riferimento, $q_b = 39 \text{ daN/mq}$

Coefficiente di forma, $C_p = 1,00$

Coefficiente dinamico, $C_d = 1,00$

Coefficiente di esposizione, $C_e = 1,71$

Coefficiente di esposizione topografica, $C_t = 1,00$

Altezza dell'edificio, $h = 3,20 \text{ m}$

Pressione del vento, $p = q_b C_e C_p C_d = 58 \text{ daN/mq}$

C_{pe} facciate sopravento = 0.8

$C_{pi} = +0,2$ o $C_{pi} = -0,3$ (§C.3.3.8.5)

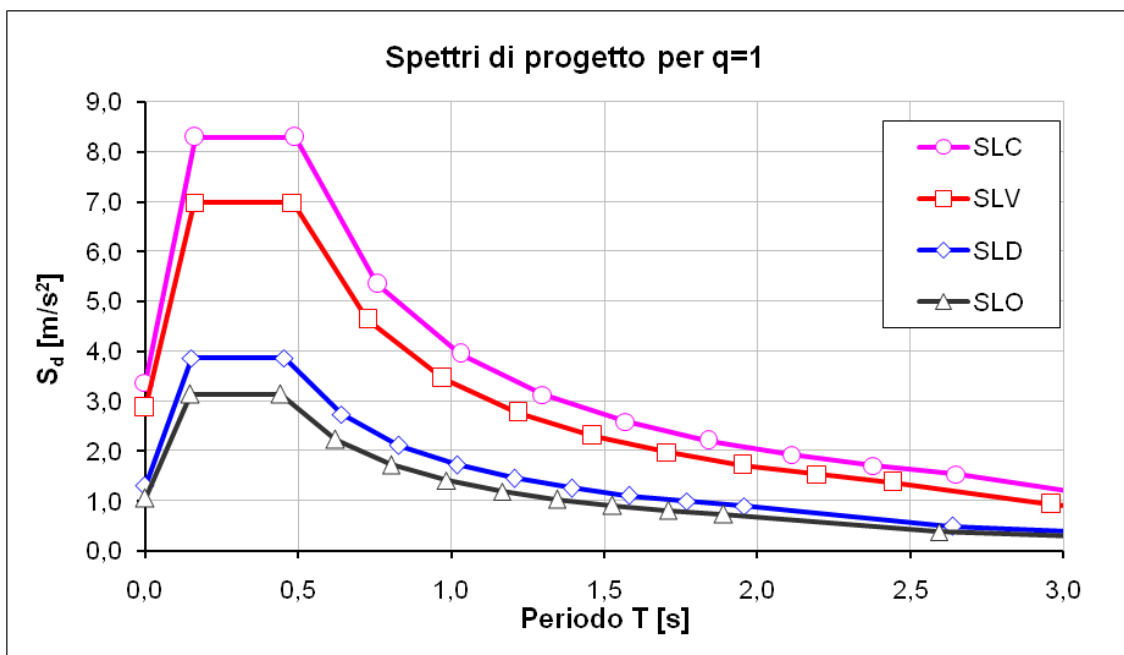
5.3 GRADO DI SISMICITÀ E MOTO SISMICO

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 scattolari 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

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 .

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

		Coefficiente	EQU ²	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 ^(*) 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 ^(*)	1,00 1,00 ^(*)	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	γ_{δ} , γ_{δ} , γ_{δ}	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00

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.2023, release 2.1 intestata a Ing. Stefano Tortella.

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

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	$\leq w_3$	apertura fessure $\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure $\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure $\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure $\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure $\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure $\leq w_1$

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 w_3 e w_2 , 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:

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

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:

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

$$\sigma_c \leq 0,45 f_{ck} \text{ per la combinazione quasi permanente}$$

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 delle quote di estradosso dell'impalcato. La quota del piano di posa delle fondazioni è a quota 24.60m, posta a 1.20 dalla quota del terreno, 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 della quota del capolinea.

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 Piedritti

Nell'immagine si riportano le verifiche SLU, SLV e SLE per i piedritti:

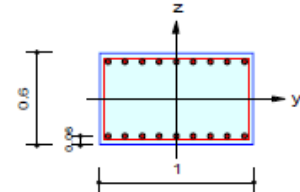
midas Gen

RC Column Checking Result

Company		Project Title	
Author	Stefano Tortella	File Name	1188_Scatolare sezione 3-3.mgb

1. Design Condition

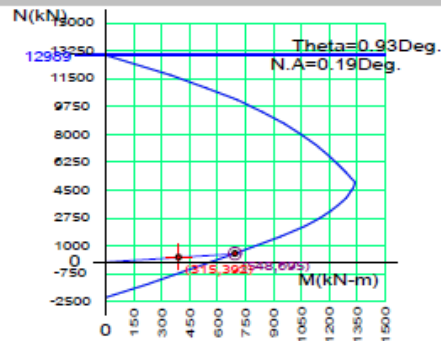
Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018 UNIT SYSTEM kN, m
Member Number : 2 (PM), 3, 2 (Shear-y,z)
Material Data : fck = 32000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa
Column Height : 3.3 m
Section Property: Piedritti (No : 2)
Rebar Pattern : 18 - 2 - P20 Ast = 0.005652 m² (Rho_{st} = 0.009)



2. Axial and Moments Capacity

Load Combination : 6 (Pos : I)
Concentric Max. Axial Load N_{Rdmax} = 12989.2 kN
Axial Load Ratio N_{Ed} / N_{Rd} = 315.393 / 547.873 = 0.576 < 1.000 O.K
Moment Ratio M_{Ed} / M_{Rd} = 391.688 / 694.863 = 0.564 < 1.000 O.K
M_{Edy} / M_{Rdy} = 391.637 / 694.771 = 0.564 < 1.000 O.K
M_{Edz} / M_{Rdz} = 6.30786 / 11.3035 = 0.558 < 1.000 O.K

M-N Interaction Diagram



N _{Rd} (kN)	M _{Rd} (kN-m)
12989.16	0.00
10954.50	543.25
9429.25	844.15
8010.06	1053.11
6727.85	1195.51
5658.22	1290.63
5031.87	1340.06
4679.86	1330.87
4051.17	1293.61
3237.06	1212.99
2273.00	1070.24
589.02	704.65
-2211.65	0.00

3. Shear Capacity

[END]	y (LCB : 7, POS : J)	z (LCB : 6, POS : J)
Applied Shear Force (V _{Ed})	0.00000 kN	197.685 kN
V _{Ed} / V _{Rdc}	0.00000 / 286.929 = 0.000	197.685 / 302.578 = 0.653
V _{Ed} / V _{Rds}	0.00000 / 435.874 = 0.000	197.685 / 250.396 = 0.789
V _{Ed} / V _{Rdmax}	0.00000 / 2301.12 = 0.000	197.685 / 2203.20 = 0.090
Shear Ratio	0.000 < 1.000 O.K	0.653 < 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 (LCB : 7, POS : 1/2)	z (LCB : 6, POS : 1/2)
Applied Shear Force (V _{Ed})	0.00000 kN	197.685 kN
V _{Ed} / V _{Rdc}	0.00000 / 290.419 = 0.000	197.685 / 305.919 = 0.646
V _{Ed} / V _{Rds}	0.00000 / 435.874 = 0.000	197.685 / 250.396 = 0.789
V _{Ed} / V _{Rdmax}	0.00000 / 2301.12 = 0.000	197.685 / 2203.20 = 0.090
Shear Ratio	0.000 < 1.000 O.K	0.646 < 1.000 O.K
Asw-H _{use}	0.00132 m ² /m, 2-P10 @120	0.00132 m ² /m, 2-P10 @120

4. Serviceability : Stress Limit Check

		Stress limit		Creep(QP)
Load Combination		8(C)		18(Q)
Component	Conc. Tens.	Conc. Comp.	Rebar Tens.	Conc. Comp.
Stress	-2381.07	3856.15	-21080.26	3114.33
Allowable Stress	-3023.81	19200.00	-360000.00	14400.00
Stress Ratio	0.7874	0.2008	0.0586	0.2163
Status	Uncracked	OK	OK	Linear

7.2.2 Fondazione

Verifica SLU e SLV

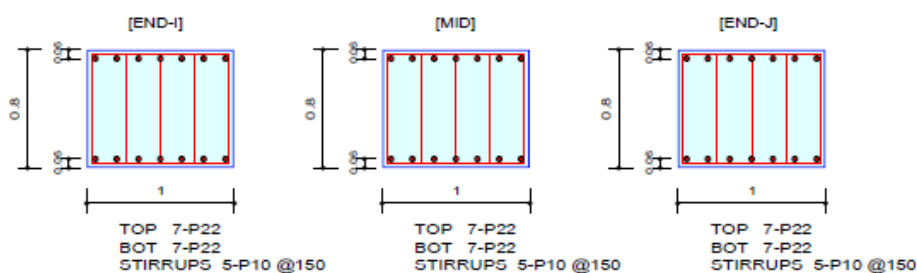
midas Gen

RC Beam Strength Checking Result

MIDAS	Company		Project Title	
	Author	Stefano Tortella	File Name	1188_Scatolare sezione 3-3.mgb

1. Design Information

Design Code	Eurocode2:04 & NTC2018	Unit System	kN, m
Material Data	f _{ck} = 28000, f _{yk} = 450000, f _{yw} = 450000 KPa		
Section Property	Platea (No : 3)	Beam Span	8m



2. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	1	1	1
Moment (M _{Ed})	284.72	501.65	301.28
Factored Strength (M _{Rd})	734.87	734.87	734.87
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.3874	0.6826	0.4100
Neutral Axis (x/d)	0.0903	0.0903	0.0903
(+) Load Combination No.	6	1	7
Moment (M _{Ed})	428.99	58.16	420.61
Factored Strength (M _{Rd})	734.87	734.87	734.87
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.5838	0.0791	0.5724
Neutral Axis (x/d)	0.0903	0.0903	0.0903
Using Rebar Top (A _{s_top})	0.0027	0.0027	0.0027
Using Rebar Bot (A _{s_bot})	0.0027	0.0027	0.0027

3. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	6	1	7
Factored Shear Force (V _{Ed})	277.50	218.09	277.95
V _{Rdc}	291.40	291.40	291.40
V _{Rds}	686.27	686.27	686.27
V _{Rdmax}	2641.80	2641.80	2641.80
Using Shear Reinf. (A _{sw})	0.0026	0.0026	0.0026
Using Stirrups Spacing	5-P10 @150	5-P10 @150	5-P10 @150
V _{Ed} / V _{Rdc}	0.9523	0.7484	0.9538
V _{Ed} / min(V _{Rds} , V _{Rdmax})	0.4044	0.3178	0.4050
Check Ratio	0.9523	0.7484	0.9538

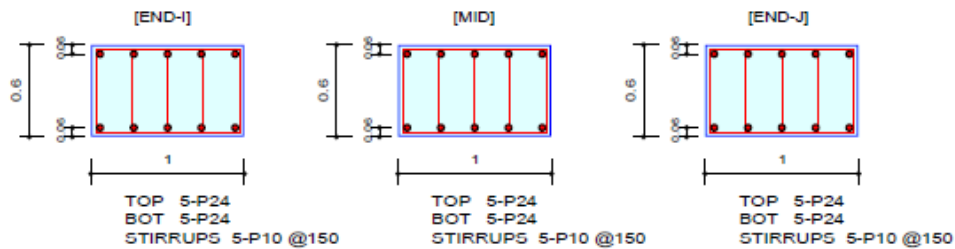
Verifica SLE

midas Gen RC Beam Serviceability Checking Result

MIDAS	Company		Project Title	
	Author	Stefano Tortella	File Name	1188_Scatolare sezione 3-3.mgb

1. Design Information

Design Code	Eurocode2:04 & NTC2018	Unit System	kN, m
Material Data	fck = 28000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa		
Section Property	Solaio (No : 1)	Beam Span	8m




2. Stress Check

	END-I		MID		END-J	
	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar
(-) Load Combination No.	13(F)	13(F)	12(C)	12(C)	13(F)	13(F)
Stress	7608.66	227692.10	2598.11	25733.26	7668.70	229612.11
Allowable Stress	19200.00	360000.00	16800.00	360000.00	19200.00	360000.00
Stress Ratio	0.3963	0.6325	0.1546	0.0715	0.3994	0.6378
(+) Load Combination No.	9(C)	9(C)	9(C)	9(C)	9(C)	9(C)
Stress	2161.57	20743.32	8218.13	224051.91	2146.25	20596.36
Allowable Stress	19200.00	360000.00	19200.00	360000.00	19200.00	360000.00
Stress Ratio	0.1126	0.0576	0.4280	0.6224	0.1118	0.0572

3. Check Linear Creep

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	18(Q)	18(Q)	18(Q)
Stress	5800.37	2542.65	1975.41
Allowable Stress	12600.00	12600.00	14400.00
Stress Ratio	0.4603	0.2018	0.1372
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep
(+) Load Combination No.	18(Q)	18(Q)	18(Q)
Stress	198.23	911.66	187.11
Allowable Stress	14400.00	14400.00	14400.00
Stress Ratio	0.0138	0.0633	0.0130
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep

midas Gen RC Beam Serviceability Checking Result

	Company		Project Title	
	Author	Stefano Tortella	File Name	1188_Scatolare sezione 3-3.mgb

4. Crack Control

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	18(Q)	18(Q)	18(Q)
Crack Width	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width	0.00	0.00	0.00
Check Ratio	0.9210	0.1093	0.0823
(+) Load Combination No.	18(Q)	18(Q)	18(Q)
Crack Width	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width	0.00	0.00	0.00
Check Ratio	0.0083	0.0380	0.0078

5. Deflection Control


$L/250 = 0.032000 > 0.0025$ (LCB:9, POS: 4.0m from END-I)..... O.K

7.2.3 Impalcato

Verifica SLU e SLV

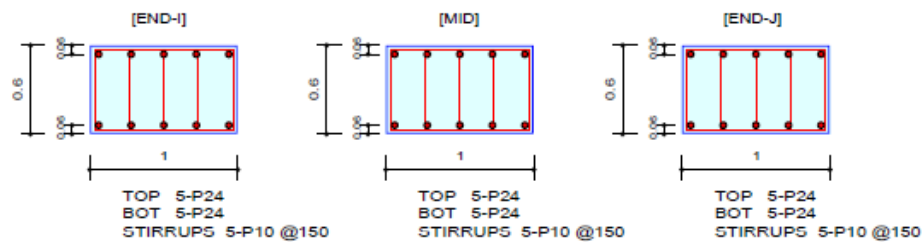
midas Gen

RC Beam Strength Checking Result

	Company		Project Title	
	Author	Stefano Tortella	File Name	1188_Scatolare sezione 3-3.mgb

1. Design Information

Design Code	Eurocode2:04 & NTC2018	Unit System	kN, m
Material Data	fck = 28000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa		
Section Property	Solaio (No : 1)	Beam Span	8m



2. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	1	5	1
Moment (M _{Ed})	330.85	237.95	333.99
Factored Strength (M _{Rd})	454.04	448.15	454.04
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.7287	0.5310	0.7356
Neutral Axis (x/d)	0.1116	0.1167	0.1116
(+) Load Combination No.	2	2	2
Moment (M _{Ed})	222.48	367.15	221.03
Factored Strength (M _{Rd})	454.04	454.04	454.04
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.4900	0.8086	0.4868
Neutral Axis (x/d)	0.1116	0.1116	0.1116
Using Rebar Top (A _{s_top})	0.0023	0.0023	0.0023
Using Rebar Bot (A _{s_bot})	0.0023	0.0023	0.0023

3. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	7	7	7
Factored Shear Force (V _{Ed})	209.73	204.67	194.54
V _{Rdc}	236.76	236.76	236.76
V _{Rds}	500.79	500.79	500.79
V _{Rdmax}	1927.80	1927.80	1927.80
Using Shear Reinf. (A _{sw})	0.0026	0.0026	0.0026
Using Stirrups Spacing	5-P10 @150	5-P10 @150	5-P10 @150
V _{Ed} / V _{Rdc}	0.8858	0.8645	0.8217
V _{Ed} / min(V _{Rds} , V _{Rdmax})	0.4188	0.4087	0.3885

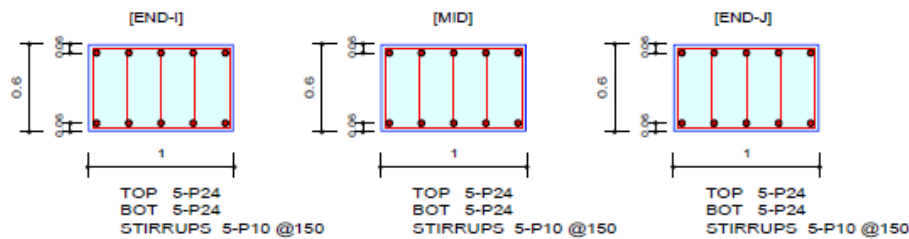
Verifica SLE

midas Gen RC Beam Serviceability Checking Result

MIDAS	Company		Project Title	
	Author	Stefano Tortella	File Name	1188_Scatolare sezione 3-3.mgb

1. Design Information

Design Code	Eurocode2:04 & NTC2018	Unit System	kN, m
Material Data	f _{ck} = 28000, f _{yk} = 450000, f _{yw} = 450000 KPa		
Section Property	Solaio (No : 1)	Beam Span	8m




2. Stress Check

	END-I		MID		END-J	
	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar
(-) Load Combination No.	13(F)	13(F)	12(C)	12(C)	13(F)	13(F)
Stress	7608.66	227692.10	2598.11	25733.26	7668.70	229612.11
Allowable Stress	19200.00	360000.00	16800.00	360000.00	19200.00	360000.00
Stress Ratio	0.3963	0.6325	0.1546	0.0715	0.3994	0.6378
(+) Load Combination No.	9(C)	9(C)	9(C)	9(C)	9(C)	9(C)
Stress	2161.57	20743.32	8218.13	224051.91	2146.25	20596.36
Allowable Stress	19200.00	360000.00	19200.00	360000.00	19200.00	360000.00
Stress Ratio	0.1126	0.0576	0.4280	0.6224	0.1118	0.0572

3. Check Linear Creep

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	18(Q)	18(Q)	18(Q)
Stress	5800.37	2542.65	1975.41
Allowable Stress	12600.00	12600.00	14400.00
Stress Ratio	0.4603	0.2018	0.1372
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep
(+) Load Combination No.	18(Q)	18(Q)	18(Q)
Stress	198.23	911.66	187.11
Allowable Stress	14400.00	14400.00	14400.00
Stress Ratio	0.0138	0.0633	0.0130
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep

midas Gen RC Beam Serviceability Checking Result

	Company		Project Title	
	Author	Stefano Tortella	File Name	1188_Scatolare sezione 3-3.mgb

4. Crack Control

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	18(Q)	18(Q)	18(Q)
Crack Width	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width	0.00	0.00	0.00
Check Ratio	0.9210	0.1093	0.0823
(+) Load Combination No.	18(Q)	18(Q)	18(Q)
Crack Width	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width	0.00	0.00	0.00
Check Ratio	0.0083	0.0380	0.0078

5. Deflection Control

$L/250 = 0.032000 > 0.0025$ (LCB:9, POS: 4.0m from END-I)..... O.K