

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO

NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA

U.O. INFRASTRUTTURE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

TRATTA LERCARA DIR. - CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3)

INTERFERENZE IDRAULICHE

IN58 - Tombino Scatolare 3x2 (Km 25+023)

Relazione di calcolo scatolare

SCALA:

-

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

RS3T 30 D 78 CL IN5800 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	ATI Sintagma Rocksoil - Edin	Gen-2020	A. Donnarumma <i>A. Donnarumma</i>	Gen-2020	A. Barreca <i>A. Barreca</i>	Gen-2020	D. Tiberti Gen-2020

ITA Progetti S.p.A.
Via Salaria 100
00198 Roma
Ufficio di Direzione Progettazione
Ufficio di Direzione Progettazione Pross. di Via Salaria 100

INDICE

1. PREMESSA	3
2. GEOMETRIA DELLA STRUTTURA	4
3. PROGETTO NUOVO TOMBINO	5
3.1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
3.2. UNITA' DI MISURA E SIMBOLOGIA	6
3.3. GEOMETRIA	6
3.4. MATERIALI	7
3.5. INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA	8
3.6. ANALISI DEI CARICHI	9
3.7. VERIFICA REQUISITI S.T.I.	17
3.8. COMBINAZIONI DI CARICO	19
3.9. CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI	26
3.9.1. INVILUPPO SLU-SLV	26
3.9.2. INVILUPPO SLE (RARA)	30
3.10. VERIFICHE	33
3.11. VERIFICHE DELLE SEZIONI	34

1. PREMESSA

Nella presente relazione di calcolo è sviluppato il progetto, ai sensi delle norme attualmente vigenti NTC18, di un sottopasso lungo la linea ferroviaria “Messina-Catania-Palermo”, facente parte del nuovo collegamento Palermo-Catania, tratta Lercara –Caltanissetta Xirbi (Lotto 3).

Lo scatolare in oggetto è situato alla progressiva 25 + 016.00.

Quanto riportato di seguito consentirà di verificare che il dimensionamento della struttura è stato effettuato nel rispetto dei requisiti di resistenza richiesti all’opera.

Si riportano di seguito una sezione longitudinale e una trasversale dello scatolare tipo, volte ad individuare le grandezze impiegate nel dimensionamento.

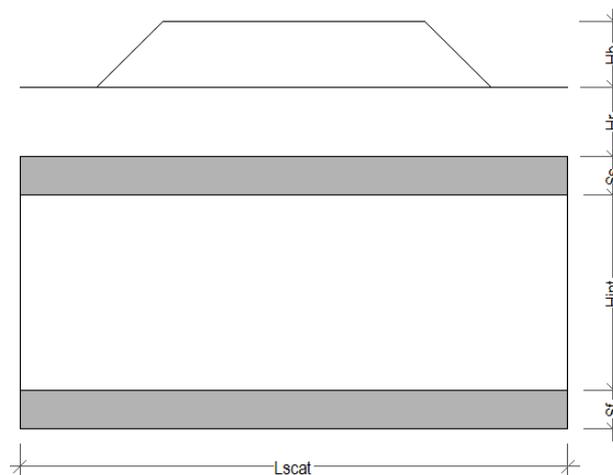


Figura 1. Sezione longitudinale dello scatolare

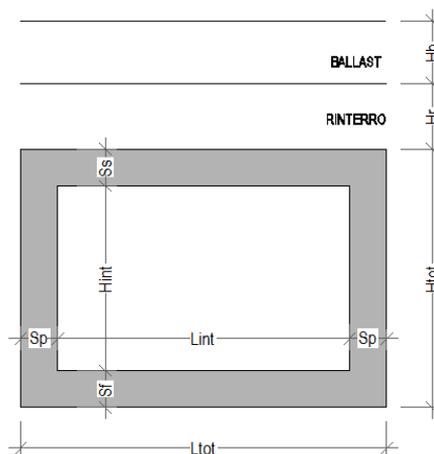


Figura 2. Sezione trasversale dello scatolare

2. GEOMETRIA DELLA STRUTTURA

Il tombino sottopassa la linea ferroviaria ad una distanza fra piano ferro ed estradosso soletta pari ad H_{ric} , di cui spessore medio ballast più armamento pari a 0.80 m e la rimanente parte il rinterro. Esso ha dimensioni interne 3.00×2.00 m, con piedritti e soletta superiore di spessore 0.40 m, soletta inferiore di spessore 0.50 m. Nel seguito verrà esaminata una striscia di scatolare avente lunghezza di 1.00 m. Nella figura [Fig. 2] di cui al paragrafo precedente sono riportate schematicamente la geometria dell'opera e la simbologia adottata.

Le caratteristiche geometriche hanno la seguente simbologia:

Spessore medio del ballast + armamento	H_b	[m]
Spessore traversina + rotaie (35 cm)	H_{tb}	[m]
Larghezza traversina	L_{tb}	[m]
Spessore del rinterro	H_r	[m]
Larghezza totale del sottopasso	L_{tot}	[m]
Larghezza utile del sottopasso	L_{int}	[m]
Spessore della soletta	S_s	[m]
Spessore piedritti	S_p	[m]
Spessore fondazione	S_f	[m]
Altezza libera del sottopasso	H_{int}	[m]
Altezza totale del sottopasso	H_{tot}	[m]
Larghezza striscia di calcolo	b	[m]

3. PROGETTO NUOVO TOMBINO

Nel presente paragrafo si riportano i calcoli volti alla progettazione di un nuovo tombino nel rispetto della norma attualmente vigente NTC18.

3.1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Tutte le calcolazioni sono state eseguite nel rispetto delle normativa NTC18 attualmente vigente.. In particolare si è fatto riferimento:

- D.M. 17.01.2018 Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni
- Circolare 21 Gennaio 2019, Istruzione per l'applicazione dell'Aggiornamento n. 7 delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al DM 17 gennaio 2018
- RFI DTC INC PO SP IFS 001 A Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sottobinario
- RFI DTC INC CS SP IFS 001 A Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie
- EN 1992-1-1-1:2004 Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules of building
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 C Manuale di progettazione delle opere civili - Parte II - Sezione 2 Ponti e Strutture
- RFI DTC SI SP IFS 001 C Capitolato Generale Tecnico di Appalto delle Opere Civili
- EC08 Eurocodice 8.
- Regolamento (UE) Specifiche tecniche di interoperabilità per il N.1299/2014 del 18 novembre sottosistema "infrastruttura" del sistema ferroviario 2014 della Commissione dell'Unione Europea.
Europa

3.2. UNITA' DI MISURA E SIMBOLOGIA

Si utilizza il Sistema Internazionale (SI):

Unità di misura principali

- N (Newton) unità di forza
- m (metro) unità di lunghezza
- kg (kilogrammo) unità di massa
- s (secondo) unità di tempo

Unità di misura derivate da N

- (kiloNewton) 10³ N

Si utilizzano i seguenti principali simboli con le relative unità di misura normalmente adottate:

γ (gamma)	peso dell'unità di volume	(kN/m ³)
σ (sigma)	tensione normale	(N/mm ²)
τ (tau)	tensione tangenziale	(N / mm ²)
ε (epsilon)	deformazione	(m/m) -
ϕ (fi)	angolo di resistenza	(° sessagesimali)

3.3. GEOMETRIA

Larghezza utile	Lint	3.00 m	<i>luce interna scatolare</i>
Altezza libera	Hint	2.00 m	<i>altezza interna scatolare</i>
Spessore piedritti	Sp	0.40 m	
Spessore soletta	Ss	0.40 m	
Spessore fondazione	Sf	0.50 m	
Altezza ballast	Hb	0.80 m	
Rinterro (superiore)	Hr	2.50 m	
Lunghezza traversa	Ltb	2.40 m	
Altezza traversa	Htb	0.40 m	
Ricoprimento	Hric	3.30 m	<i>Hb+Hr</i>
Larghezza totale	Ltot	3.80 m	<i>Lint+2xSPp</i>
Altezza totale	Htot	2.90 m	<i>Hint+SPs+SPf</i>

3.4. MATERIALI

Per le opere in c.a. si adotta:

Calcestruzzo C (30/37) le cui caratteristiche principali sono:

- Resistenza cilindrica caratteristica: $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione semplice: $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_m$, dove:
 - $\alpha_{cc} = 0.85$ e $\gamma_m = 1.5$;
 - $f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a trazione semplice: $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_m$, dove:
 - $\gamma_m = 1.5$;
 - $f_{ctd} = 1,35 \text{ N/mm}^2$.
- Modulo elastico: $E_c = 32836 \text{ N/mm}^2$.
- Tolleranza di posa del copriferro = 10 mm;
- Classe di esposizione XA1
- Copriferro = 40 mm
- Condizioni ambientali: aggressive
- Apertura fessure limite: $w_1 = 0.2 \text{ mm}$

Acciaio da cemento armato normale B450C controllato in stabilimento. Le barre sono ad aderenza migliorata. Le caratteristiche meccaniche sono:

- Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 450 \text{ Nmm}^2$
- Resistenza di calcolo dell'acciaio: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ dove
 - $\gamma_s = 1.15$ = 391 Nmm²
 - Allungamento $D1 > 12\%$
 - Modulo di elasticità: $E_s = 206000 \text{ Nmm}^2$
 - Sovrapposizioni barre $\geq 40\phi$

3.5. INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA

Di seguito sono trattati gli aspetti di natura geotecnica riguardanti l'interazione terreno-struttura relativamente all'opera in esame.

Per la determinazione della costante di sottofondo si può fare riferimento alle seguenti formulazioni assimilando il comportamento del terreno a quello di un mezzo elastico omogeneo:

- $s = B \cdot c_t \cdot (q - \sigma_{v0}) \cdot (1 - \nu^2) / E$

dove:

- s = cedimento elastico totale;
- B = lato minore della fondazione;
- c_t = coefficiente adimensionale di forma ottenuto dalla interpolazione dei valori dei coefficienti proposti dal Bowles, 1960 (L = lato maggiore della fondazione):

$c_t = 0.853 + 0.534 \ln(L / B)$	rettangolare con $L / B \leq 10$
$c_t = 2 + 0.0089 (L / B)$	rettangolare con $L / B > 10$
- q = pressione media agente sul terreno;
- σ_{v0} = tensione litostatica verticale alla quota di posa della fondazione;
- ν = coefficiente di Poisson del terreno;
- E = modulo elastico medio del terreno sottostante.

Il valore della costante di sottofondo k_w è valutato attraverso il rapporto tra il carico applicato ed il corrispondente cedimento pertanto, si ottiene:

- $k_w = E / [(1 - \nu^2) \cdot B \cdot c_t]$

Il litotipo presente nella zona oggetto di intervento è il seguente :

- **TERRENO a2** alluvioni (argilla e argilla limosa) E=20 MPa

Di seguito si riportano in forma tabellare i risultati delle valutazioni effettuate per il caso in esame, avendo considerato per E un valore medio.

Terreno:	a2
E=	20000 kN/m ²
ν =	0.3
B=	3 m
L=	10 m
L/B=	3.333333
c_t =	1.496
K_w =	4897 kN/m ³

3.6. ANALISI DEI CARICHI

Si riportano di seguito i carichi utilizzati per il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche delle sezioni della struttura in esame.

Peso proprio della struttura (condizione DEAD)

Il *peso proprio* delle solette e dei piedritti viene calcolato automaticamente dal programma di calcolo utilizzato considerando per il calcestruzzo $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$.

Il peso proprio della struttura viene calcolato automaticamente dal programma di calcolo utilizzato.

Peso specifico calcestruzzo armato	γ_{ds}	25	kN/m^3	
peso singolo piedritto	P_p	10.00	kN/m	$\gamma_{cls} \times S_p$
peso soletta superiore	P_{ss}	10.00	kN/m	$\gamma_{cls} \times S_s$
peso fondazione	P_{sf}	12.50	kN/m	$\gamma_{cls} \times S_f$

Carichi permanenti portati (condizione PERM)

peso specifico ballast	γ_b	18	kN/m^3	
altezza ballast	H_b	0.80	m	
peso ballast	P_b	14.40	kN/m	$\gamma_b \times H_b$
peso specifico rinterro	γ_r	19	kN/m^3	
altezza rinterro	H_r	2.50	m	
peso rinterro	P_r	47.50	kN/m	$\gamma_r \times H_r$
Permanente totale	G_{2p}	61.90	kN/m	$P_b + P_r$
Permanente nodi 1 e 2	G_{2P}	12.38	kN	$G_{2p} \times S_p / 2$

I carichi concentrati nei nodi 1 e 2 (i nodi tra la soletta superiore e i piedritti), rappresentano il carico permanente sulla soletta di copertura dovuto al peso della zona sovrastante la metà dello spessore del piedritto (la modellazione dello scatolare è stata fatta in asse piedritto).

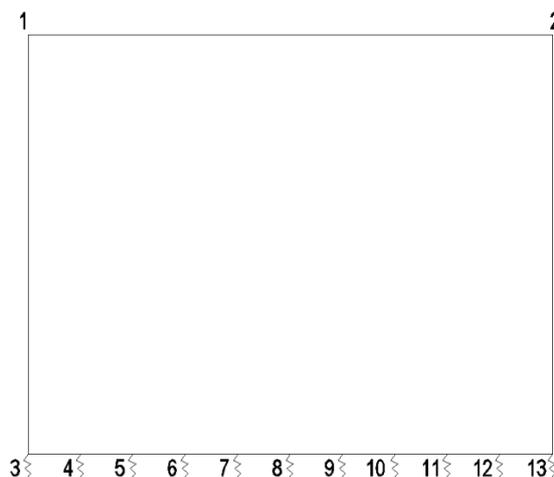


Figura 3. Numerazione dei nodi nel modello strutturale.

Spinta del terreno (condizioni SPTSX eSPTDX)

Le caratteristiche del rinterro, di seguito riportate, sono state determinate con indagini in sito SPT:

$\phi=38^\circ$	Angolo di attrito
$\gamma_r=19 \text{ kN/m}^3$	Peso specifico rinterro
$C_u=0$	Coazione non drenata

angolo di attrito rinterro	ϕ'	38 [°]	0.663 [rad]
coefficiente spinta attiva k_a	k_a	0.238	$(1 - \text{sen}\phi) / (1 + \text{sen}\phi)$
coefficiente spinta riposo k_o	k_o	0.384	$(1 - \text{sen}\phi)$
coefficiente spinta passiva k_p	k_p	4.204	$(1 + \text{sen}\phi) / (1 - \text{sen}\phi)$
Pressione estradosso soletta superiore	P1	23.79 kN/m ²	$k_o \times (P_b + P_r)$
Pressione asse soletta superiore	P2	25.25 kN/m ²	$k_o \times (P_b + P_r + \gamma_r \times S_s / 2)$
Pressione asse soletta inferiore	P3	43.14 kN/m ²	$k_o \times [P_b + P_r + \gamma_r \times (S_s + H_{int} + S_f / 2)]$
Pressione intradosso soletta inferiore	P4	44.97 kN/m ²	$k_o \times (P_b + P_r + \gamma_r \times H_{tot})$
Forza concentrata asse soletta superiore	F1	4.90 kN/m	$(P1 + P2) / 2 \times S_s / 2$
Forza concentrata asse soletta inferiore	F2	11.01 kN/m	$(P3 + P4) / 2 \times S_f / 2$

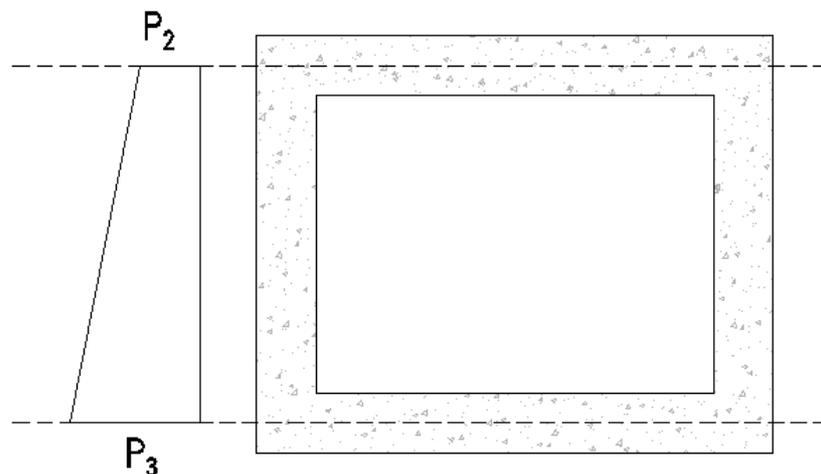


Figura 4. Spinte del terreno

I carichi concentrati nei nodi 1 e 3 (per la SPTSX) oppure 2 e 13 (per la SPTDX) rappresentano la parte di spinta del terreno esercitata su 1/2 spessore della soletta sup. e su 1/2 spessore della soletta inferiore.

Carichi accidentali, ripartizione carichi verticali (condizione ACCM)

In funzione delle caratteristiche geometriche dell'opera risulta più sfavorevole il carico dovuto al treno LM 71 rispetto al carico dovuto al treno SW/2.

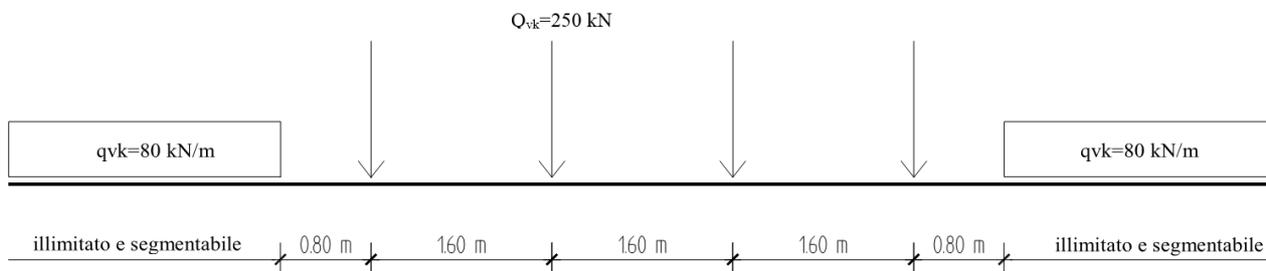


Figura 5. Treno LM71

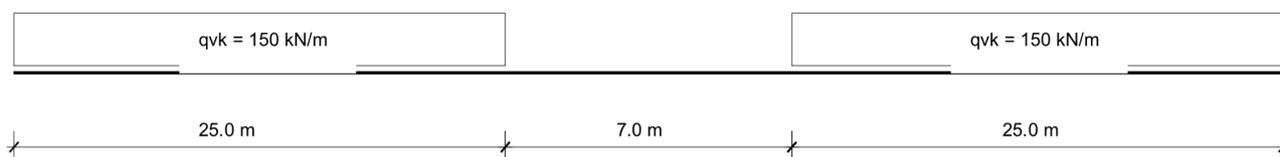


Figura 6. Treno SW/2

Per il calcolo del coefficiente dinamico Φ si fa riferimento al paragrafo 1.4.2 “effetti dinamici” delle istruzioni per la progettazione e l’esecuzione dei ponti ferroviari.

poiché risulta:

$$H_{int} < 5 \text{ m}$$

$$L_{int} < 8 \text{ m}$$

Si ottiene considerando un ridotto standar manutentivo $\Phi_3 = 1.35$. In accordo al §5.2.2.2.3 NTC18 tale coefficiente dinamico nei casi di scatolari, con o senza solettone, aventi copertura $h > 1,0$ può essere ridotto nella seguente maniera:

$$\Phi_{rid} = \Phi - \frac{h - 1,00}{10} \geq 1,0$$

dove h , in metri, è l’altezza della copertura dall’estradosso della struttura alla faccia superiore delle traverse $[H_{ric}]$. Per le strutture dotate di una copertura maggiore di 2,50 m può assumersi un coefficiente di incremento dinamico unitario.

Si riporta di seguito una schematizzazione della diffusione dei carichi ferroviari (LM71 e SW2) rispettivamente attraverso ballast, rinterro e soletta.

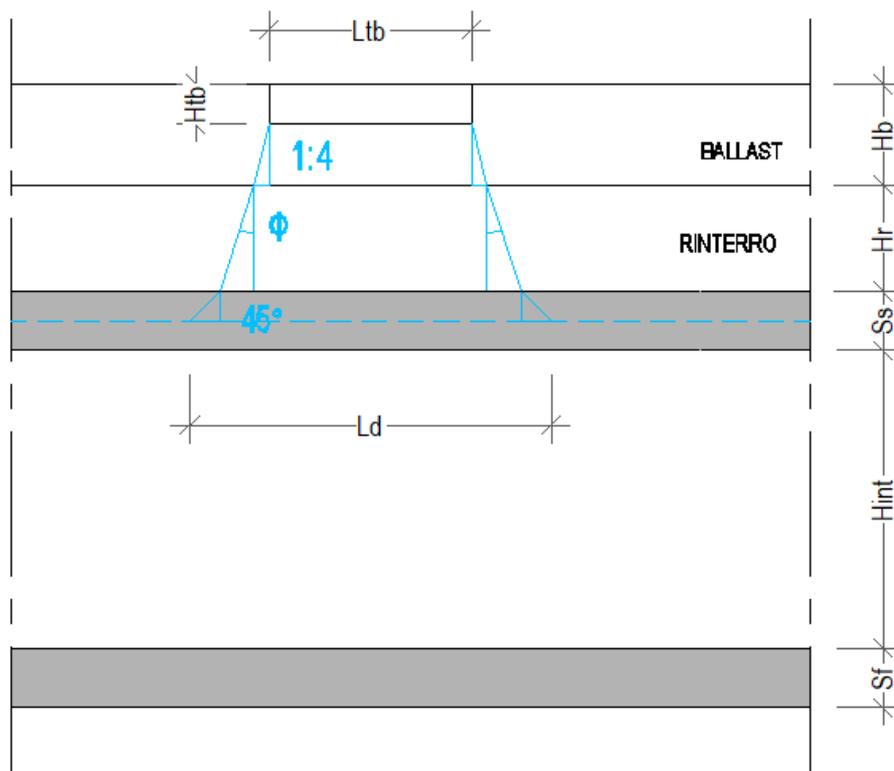


Figura 7. Schema modalità di diffusione dei carichi ferroviari

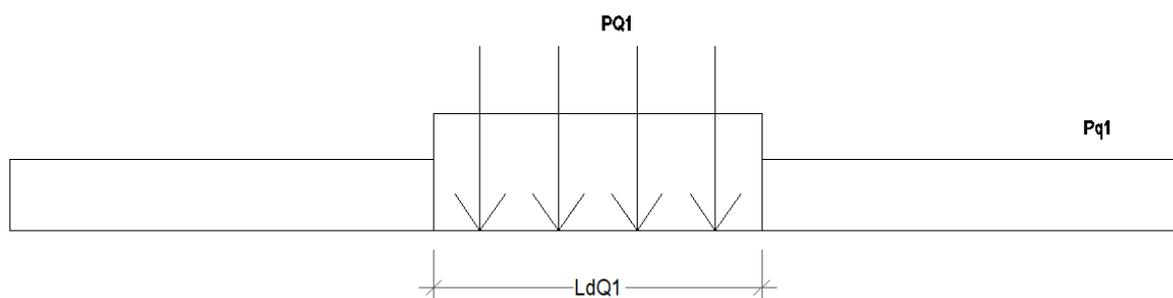


Figura 8. Carichi Treno LM71 su L_d

Sia per il calcolo delle sollecitazioni massime in mezzeria della soletta superiore che per quelle massime all'incastro con i piedritti di detta soletta, il carico dovuto al treno LM71 viene distribuito per tutta la larghezza L_{dQ1} del treno di carico.

Incremento dinamico	$\Phi 3^*$	1.35	<i>* valido per $H_{int} < 5m$, $L_{int} < 8m$</i>
Incremento dinamico con ricoprimento	$\Phi 3$	1.00	<i>$\Phi 3 = 1$ per $H_{ric} > 2,5m$</i>
Lunghezza caratteristica	$L\phi$	3.00 m	<i>tab. 5.2.II - NTC2018</i>
Coefficiente di adattamento	α	1.10	
Larghezza di diffusione nel ballast	Ldb	0.20 m	<i>Diffusione 1:4 nel ballast</i>
Larghezza di diffusione nel rinterro	Ldr	3.91 m	<i>Diffusione secondo angolo attrito</i>
Larghezza di diffusione nel cls	Ldc	0.40 m	<i>Diffusione 45° nel cls</i>
Larghezza trasv. di diffusione del carico	Ld	6.91 m	<i>$Ldb + Ldr + Ldc$</i>
Carico distribuito per treno LM71	q1	80.00 kN/m	
Carico concentrato per treno LM71	Q1	250.00 kN	
N°. carichi concentrati per treno LM71	NQ1	4	
Larghezza applicazione carichi conc. Q1	LaQ1	6.40 m	
Larghezza distribuzione carichi conc. Q1	LdQ1	6.40 m	
Carico ripartito verticale per LM71 (q1)	Pq1	12.74 kN/m ²	<i>$q1 \times \Phi 3 \times \alpha / Ld$</i>
Carico ripartito verticale per LM71 (Q1)	PQ1	24.89 kN/m ²	<i>$Q1 \times NQ1 \times \Phi 3 \times \alpha / (Ld \times LdQ1)$</i>

Spinta sui piedritti prodotta dal sovraccarico (condizioni SPACCSX e SPACCDX)

Carico distribuito per treno LM71	Sq1	4.90 kN/m ²	<i>$(q1 \times \alpha / Ld) \times Ko$</i>
Carico concentrato per treno LM71	SQ1	9.56 kN/m ²	<i>$Q1 \times NQ1 \times \alpha / (Ld \times LdQ1) \times Ko$</i>
Spinta semispessore soletta superiore	Fq1sup	1.91 kN/m	<i>$SPQ1 \times SPs / 2$</i>
spinta semispessore soletta inferiore	Fq1inf	2.39 kN/m	<i>$SPQ1 \times SPi / 2$</i>

Frenatura e avviamento (condizione AVV)

La forza di frenatura del modello SW/2 agente su tutta la larghezza dello scatolare è pari a 35 kN/m, mentre quella di avviamento del modello LM71 è di 33 kN/m. Visto che il treno sfavorevole è quello LM71, anche per il calcolo della frenatura si considera il carico LM71 in avviamento. Distribuendo tale forza sulla larghezza di diffusione del carico si avrà:

Avviamento e frenatura LM71	Av	33.00 kN/m	
Avviamento e frenatura LM71 distribuiti	qAv	4.78 kN/m	<i>Av / Ld</i>

Azioni termiche (condizione:TERM)

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

Variatione termica uniforme	ΔT_{unif}	+15.00 [°]	<i>Sulla soletta superiore</i>
Variatione termica differenziale	ΔT_{diff}	+5.00 [°]	<i>Sulla soletta superiore</i>
	Gradiente	+12.50 [°/m]	$\Delta T_{diff} / S_s$

Ritiro (condizione: RITIRO)

Gli effetti del ritiro vanno valutati a “lungo termine” attraverso il calcolo dei coefficienti di ritiro finale $\epsilon_{cs}(t, t_0)$ e di viscosità $\phi(t, t_0)$, come definiti nell'EUROCODICE 2- UNI EN 1992-1-1 Novembre 2005 e D. M. 17-01-2018.

I fenomeni di ritiro vengono considerati agenti solo sulla soletta di copertura ed applicati nel modello come una variazione termica uniforme equivalente agli effetti del ritiro:

Variatione termica uniforme equivalente	ΔT_{ritiro}	-[11.59°]	<i>Sulla soletta superiore</i>
-----------------------------------------	---------------------	------------------	--------------------------------

Azioni sismiche

Per il calcolo dell'azione sismica si utilizza il metodo dell' analisi pseudostatica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k . Le forze sismiche sono pertanto le seguenti:

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

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

I valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v

$$k_h = a_{max} / g$$

$$k_v = \pm 0,5 * k_h$$

Con riferimento alla nuova classificazione sismica del territorio nazionale, ai fini del calcolo dell'azione sismica secondo il DM 17/01/2018 viene assegnata all'opera una vita nominale $V_N \geq 75$ anni ed una III classe d'uso $C_U = 1,5$;

segue un periodo di riferimento $V_R = V_N * C_U = 112,5$ anni

A seguito di tale assunzione si ottiene allo stato limite ultimo SLV in funzione della Latitudine e Longitudine del sito in esame un valore dell'accelerazione pari ad a_g , il cui valore è di seguito riportato, come desunto anche dalla relazione geotecnica.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

$$a_{max} = S * a = S_s * S_t * a_g$$

dove assumendo un terreno del tipo ed in base al fattore di amplificazione del sito F_0 si ottiene:

Le forze di inerzia sullo **scatolare** (masse di peso proprio soletta superiore e piedritti, rinterro e ballast, 20% treno di carico...) sono pari alle masse moltiplicate per kh e kv ove: $kh = \beta_M \times S \times ag/g$ e $kv = kh / 2$. Essendo lo scatolare non libero di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, $\beta_M = 1$.

vita nominale	V_N	75 anni
classe d'uso	CL	III
coefficiente d'uso	C_U	1.50
vita di riferimento = $C_U * V_N$	V_R	112.5 anni
probabilità di superamento nel periodo di riferimento	P_{VR}	10%
periodo di ritorno del sisma	T_R	1068 anni

spettro di risposta in accelerazione della componente orizzontale

accelerazione massima orizzontale al bedrock	ago	0.105 g
fattore amplificazione massima spettro accelerazione	F_0	2.632 sec
periodo inizio tratto a velocità costante spettro acc. orizz.	T^*c	0.403
categoria sottosuolo		C
categoria topografica		T1
amplificazione topografica	S_T	1.000
smorzamento viscoso convenzionale	ξ	5%
fattore di correzione per $\xi <> 5\%$	η	1.000

Tab.3.2.V	S_S	C_C	S_S	C_C
A	1.00	1.00	1.50	1.42
B	1.20	1.32		
C	1.50	1.42		
D	1.80	1.97		
E	1.60	1.65		

coefficiente amplificazione stratigrafica	S_S	1.500
coefficiente di amplificazione	S	1.500
coefficiente categoria sottosuolo	C_C	1.417
periodo inizio tratto a accelerazione costante = $T_c / 3$	T_B	0.190 sec
periodo inizio tratto a velocità costante = $C_c * T^*c$	T_C	0.571 sec
periodo inizio tratto a spostamento costante = $4 * ag/g + 1,6$	T_D	2.020 sec
accelerazione massima orizzontale al suolo = $S_s \times S_t \times ag/g$	ago,max	0.158 g

Accelerazioni per il calcolo delle forze di inerzia agenti sullo scatolare

Coefficiente di riduzione dell'acc max attesa al sito	β	1.000
$a_o = kh = a_{go,max} = S \times ag/g$	$a_o = kh$	0.1575 g
$a_v = kv = kh / 2$	$a_v = kv$	0.0788 g

Forze di inerzia (condizione SismaH)

Forza di inerzia treno di carico - (%)	%	20%	
Forza orizzontale sulla soletta di copertura	F''_h	12.11 kN/m	$(P_{ss}+P_b+P_r+%P_{Q1}) \times kb$
Forza orizzontale su singolo piedritto	F''_h	1.58 kN/m ²	$P_p \times kb$

Forze di inerzia (condizione SismaV)

Forza di inerzia treno di carico - (%)	%	20%	
Forza verticale sulla soletta di copertura	F''_v	6.05 kN/m ²	$(P_{ss}+P_b+P_r+%P_{Q1}) \times kv$

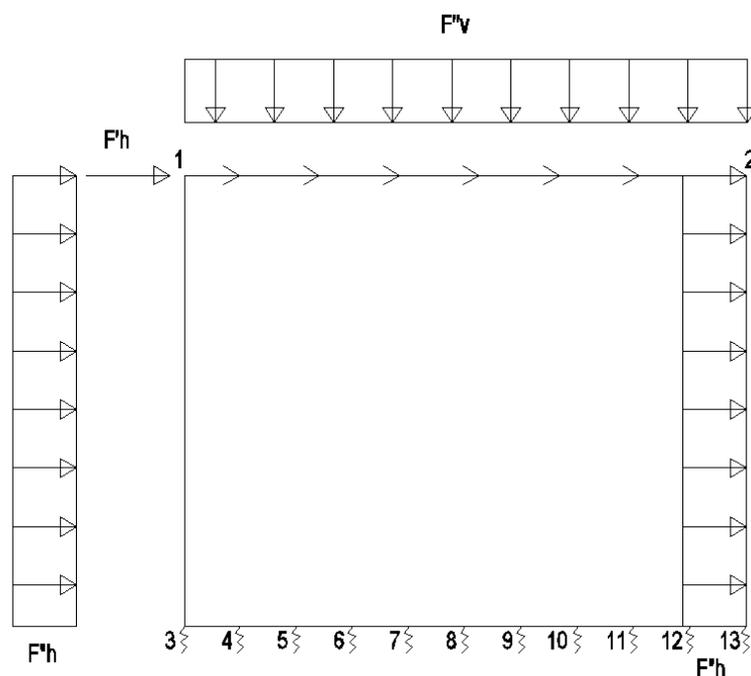


Figura 9. Forze sismiche agenti sulla struttura

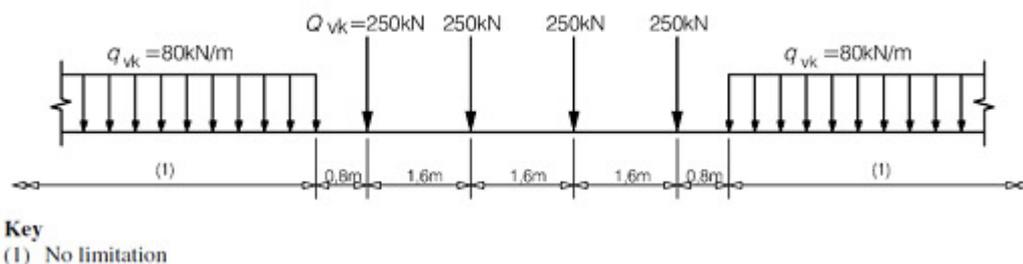
Spinta sismica terreno - Teoria di WOOD (condizioni SPSSX e SPSSX)

Forza distribuita su uno solo dei piedritti	qW	19.21 kN/m ²	$(%P_{Q1}+G2p+\gamma r \times H_{tot}) \times (a_{go,max})$
Forza concentrata nodo superiore piedritto	QW_{sup}	3.84 kN	$qW \times S_s / 2$
Forza concentrata nodo inferiore piedritto	QW_{inf}	4.80 kN	$qW \times S_f / 2$

3.7. VERIFICA REQUISITI S.T.I.

Di seguito si effettua la valutazione del carico equivalente previsto dalle Specifiche Tecniche di Interoperabilita con cui si da evidenza che l'opera in esame è idonea a sostenere tale carico.

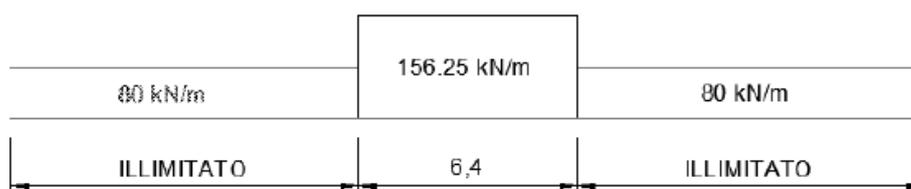
Il modello di carico LM71 citato dalle S.T.I. è definito nella norma EN 1991-2:2003/AC:2010.



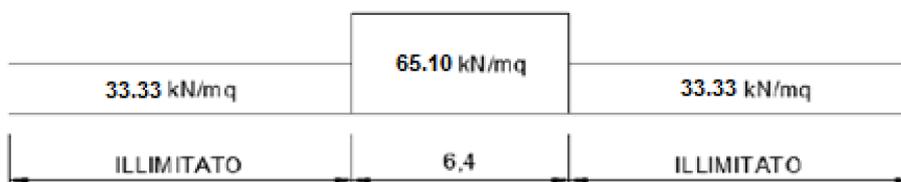
Il carico equivalente si ricava dalla ripartizione trasversale e longitudinale dei carichi per effetto delle traverse e del ballast previsti dalla stessa norma EN 1991-2:2003/AC:2010.

Considerando i 4 carichi assiali da 250 kN e la relativa distribuzione longitudinale, il carico verticale equivalente a metro lineare agente alla quota della piattaforma ferroviaria (convenzionalmente a 70 cm dal piano del ferro) risulta pari a:

$$p = \frac{4 \times 250}{4 \times 1.60} = 156.25 \text{ kPa}$$



Considerando che la distribuzione trasversale dei carichi è su una larghezza massima di 3 m secondo quanto previsto da EN 1991 – 2:2003/AC:2010, si utilizza una larghezza di progetto pari a $2,40 \text{ m}$ in quanto risulta cautelativo rispetto a quanto previsto dalla norma sopra citata. Si ricava, quindi, il carico equivalente unitario agente alla quota della piattaforma ferroviaria:



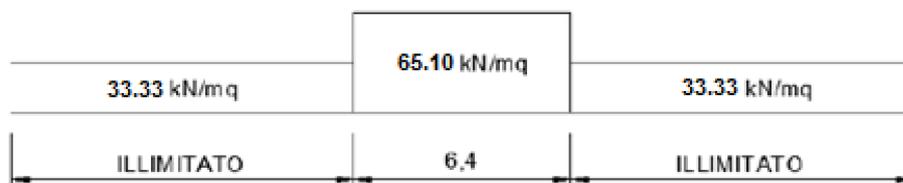
A tali carichi si deve applicare il coefficiente α relativo alle categorie S.T.I. come indicato nella tabella 11 di seguito riportata:

Tabella 11

Fattore alfa (α) per la progettazione di strutture nuove

Tipo di traffico	Valore minimo del fattore alfa (α)
P1, P2, P3, P4	1,0
P5	0,91
P6	0,83
P1520	Punto in sospenso
P1600	1,1
F1, F2, F3	1,0
F4	0,91
F1520	Punto in sospenso
F1600	1,1

Nel caso in esame, il coefficiente α è pari ad 1.0 perché le categorie di traffico sono P4 per il traffico passeggeri ed F2 per il traffico merci per cui alle opere si applicano i seguenti carichi equivalenti:



In conclusione nell'opera in oggetto la ripartizione del carico a quota del piano di regolamento è stata effettuata considerando una distribuzione in senso trasversale secondo una pendenza di 1 a 4 all'interno del ballast per cui risulta:

$$Ld = 2.4 + 0.40 / 4 * 2 = 2.60 \text{ m}$$

anziché:

$$Ld = 3.0 + 0.40 / 4 * 2 = 3.20 \text{ m}$$

come previsto dalla EN 1991 – 2:2003/AC:2010 che risulterebbe meno gravoso.

Longitudinalmente invece i carichi assiali sono stati distribuiti uniformemente su 6.4 m.

A tali carichi è stato applicato un coefficiente α pari a 1.1 come indicato nel manuale di

progettazione per cui in definitiva il carico considerato a quota della piattaforma ferroviaria è pari a:

- $q_1 = 4 \cdot 250 / 6.4 / 2.60 = 60.10 \text{ kN/m}^2$
- $q_2 = 80 / 2.60 = 30.77 \text{ kN/m}^2$

a vantaggio di sicurezza rispetto ai carichi calcolati con riferimento alle STI.

3.8. COMBINAZIONI DI CARICO

Gli effetti dei carichi verticali, dovuti alla presenza dei convogli, vengono sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti di cui alla Tabella 5.2.IV del DM 17/01/2018 di seguito riportata. In particolare, per ogni gruppo viene individuata una azione dominante che verrà considerata per intero; per le altre azioni, vengono definiti diversi coefficienti di combinazione. Ogni gruppo massimizza una particolare condizione alla quale la struttura dovrà essere verificata.

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

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

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

⁽²⁾ Salvo i casi in cui sia esplicitamente escluso

Tab. 5.2.IV -Valutazione dei carichi da traffico

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

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

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

I valori campiti in grigio rappresentano l'azione dominante.

Nelle tabelle sopra riportate è indicato un coefficiente per gli effetti a sfavore di sicurezza e, tra parentesi, un coefficiente, minore del precedente, per gli effetti a favore di sicurezza.

In fase di combinazione, ai fini delle verifiche degli SLU e SLE per la verifica delle tensioni, si sono considerati i soli Gruppo 1 e 3, mentre per la verifica a fessurazione è stato utilizzato il Gruppo 4. Nella tabella 5.2.III vengono riportati i carichi da utilizzare in caso di impalcati con due, tre o più binari caricati.

I Gruppi definiscono le azioni che nelle diverse combinazioni sono generalmente definite come Q_{ki}.

I coefficienti di amplificazione dei carichi γ e i coefficienti di combinazione ψ sono riportati nelle tabelle seguenti.

In particolare nel calcolo della struttura scatolare si fa riferimento alla combinazione A1 STR.

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

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

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.

⁽⁵⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁶⁾ 1,20 per effetti locali

 Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione Ψ delle azioni

Azioni		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	gr_1	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
Gruppi di	gr_2	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
carico	gr_3	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr_4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

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

⁽²⁾ Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti Ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Le azioni descritte nel paragrafo precedente ed utilizzate nelle combinazioni di carico vengono di seguito riassunte:

Pesoproprio	DEAD
Carichi permanenti	PERM
Spinta del terreno sulla parete sinistra	SPTSX
Spinta del terreno sulla parete destra	SPTDX
Carico Accidentale LM71	ACCM
Spinta del carico acc. (LM71) Sulla	SPACCSX

Spinta del carico acc. (LM71)Sulla	SPACCDX
Avviamento efrenatura	AVV
Variazione termica sulla	ENV_TERM
Ritiro	RITIRO
Azione sismicaorizzontale	Sisma H
Azione sismicaVerticale	Sisma V
Incremento sismico della spinta	SPSDX/SX

La 4 condizioni di carico:

$$\Delta T_{\text{uniforme}} = \pm 15^\circ$$

$$\Delta T_{\text{differenziale}} = \pm 5^\circ$$

e le loro 4 combinazioni sono state preventivamente involuppate nella condizione ENV_TERM, la quale viene impiegata nelle successive combinazioni di carico per massimizzare gli effetti termici.

Si riportano di seguito le combinazioni allo SLU di carico ritenute più significative in base all'esperienza. Combinazione fondamentale

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

Combinazioni di carico SLU (nonsismiche)													
	1slu	2slu	3slu	4slu	5slu	6slu	7slu	8slu	9slu	10slu	11slu	12slu	13slu
DEAD	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
PERM	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
SPTSX	1	1	1	1	1.35	1.35	1	1	1	1.35	1.35	1.35	1.35
SPTDX	1	1	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1
ACCM	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0	1.45	0	1.45	1.45	1.16	1.16	1.015
SPACCSX	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.45	0	0	0
SPACCDX	1.45	0	0	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0	1.16	1.16	1.015
AVV	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0	1.45	0	0	0	0	0	1.45
ENV_TERM	0	-0.9	0	0	0	0	-0.9	0	0.9	-0.9	-1.5	1.5	0.9
RITIRO	0	1.2	0	0	0	0	0	0	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2

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

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

dove:

$$E = \pm 1.00 \times E_Y \pm 0.30 \times E_Z \quad \text{oppure} \quad E = \pm 0.30 \times E_Y \pm 1.00 \times E_Z$$

Combinazioni di CaricoSismiche								
	SH1	SH2	SH3	SH4	SV1	SV2	SV3	SV4
DEAD	1	1	1	1	1	1	1	1
PERM	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTSX	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTDX	1	1	1	1	1	1	1	1
ACCM	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
SPACCSX	0	0	0	0	0	0	0	0
SPACCDX	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
AVV	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
ENV_TERM	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
RITIRO	0	0	0	0	0	0	0	0
Sisma H	1	1	1	1	0.3	0.3	0.3	0.3
Sisma V	0.3	-0.3	0.3	-0.3	-1	1	-1	1
SPSDX	0	0	1	1	0	0	0.3	0.3
SPSSX	1	1	0	0	0.3	0.3	0	0

Le combinazioni sismiche vanno eseguite in entrambe le direzioni pertanto le combinazioni SH vanno ripetute per Sisma H = -1 e le combinazioni SV per Sisma V=-0.3.

Si riportano infine,le combinazioni di carico agli stati limite di esercizio SLE ritenute più significative.

Combinazione rara

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

Combinazioni di caricoSLE			
	1sle	2sle	3sle
DEAD	1	1	1
PERM	1	1	1
SPTSX	1	1	1
SPTDX	0.8	0.8	0.8
ACCM	0.8	0.8	0.8
SPACCSX	0.8	0.8	0
SPACCDX	0.8	0.8	0.8
AVV	-0.8	0.8	-0.8
ENV_TERM	-0.6	0.6	-0.6
RITIRO	0	0	1

Modellazione adottata

Il modello di calcolo attraverso il quale viene schematizzata la struttura è quello di telaio chiuso su letto di molle alla Winkler. Il programma di calcolo utilizzato è un programma ad elementi finiti, il Sap 2000.

Le caratteristiche delle aste modellate con elementi frame sono le seguenti:

Asta 1 = Sezione 100 x 50 cmq (soletta inferiore)

Aste 2,4 = Sezione 100 x 40 cmq (piedritti)

Aste 3 = Sezione 100 x 40 cmq (soletta superiore)

L'opera è stata considerata vincolata alla base mediante dei vincoli cedevoli in funzione delle caratteristiche elastiche del terreno di sottofondo.

La soletta inferiore viene divisa in 10 elementi per poter schematizzare, tramite le molle applicate, l'interazione terreno-struttura. Per la rigidità delle molle, nel caso in esame, si assume il valore del Modulo di reazione verticale desunto dalla relazione geotecnica:

Rigidità molle nodali SAP

ks		4897 kN/m ³
nodi centrali (6,7,8,9,10)		
Linfl		0.340 m
Kcentrale	ks x Linfl x 1	1665 kN/m
nodi intermedi (4,5,11,12)		
Linfl		0.340 m
Kintermedio	1,5 x ks x Linfl x 1	2497 kN/m
nodi estremità (3,13)		
Linfl		0.370 m
Kestremità	2,0 x ks x Linfl x 1	3624 kN/m

Nodi

N.nodi	13
N.nodi sup	2
N.nodi inf	11
N.spazi inf	10
Linterasse	3.40 m
Hinterasse	2.45 m

Nodo	X	Z
1	0.000	2.450
2	3.400	2.450
3	0.000	0.000
4	0.340	0.000
5	0.680	0.000
6	1.020	0.000
7	1.360	0.000
8	1.700	0.000
9	2.040	0.000
10	2.380	0.000
11	2.720	0.000
12	3.060	0.000
13	3.400	0.000

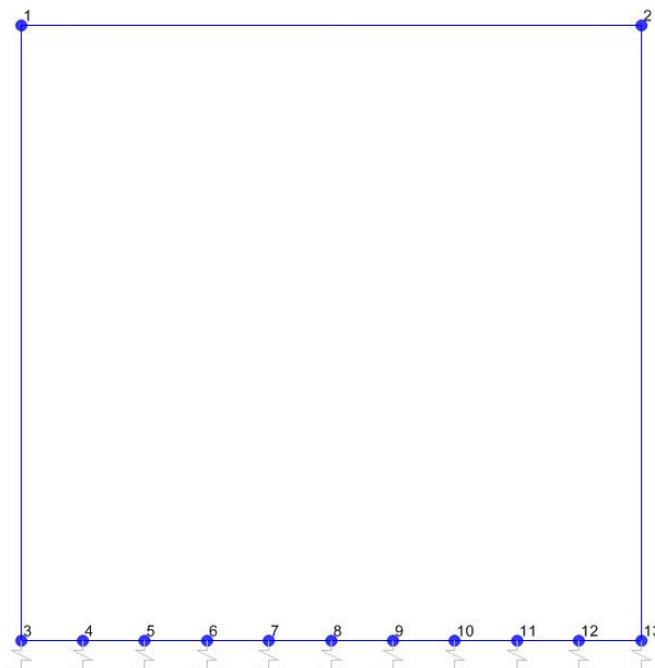


Figura 10. Numerazione nodi modello SAP

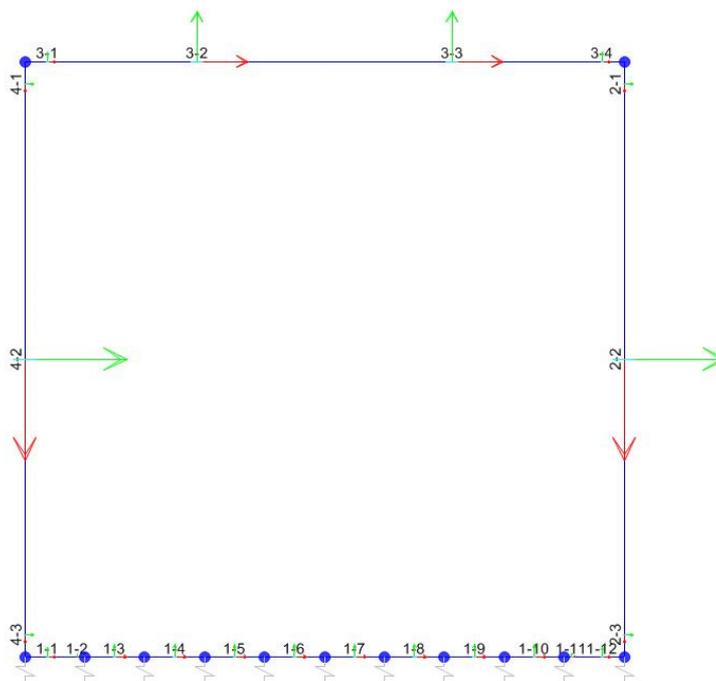


Figura 11: Individuazione elementi modello SAP

3.9. CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI

3.9.1. Inviluppo SLU-SLV

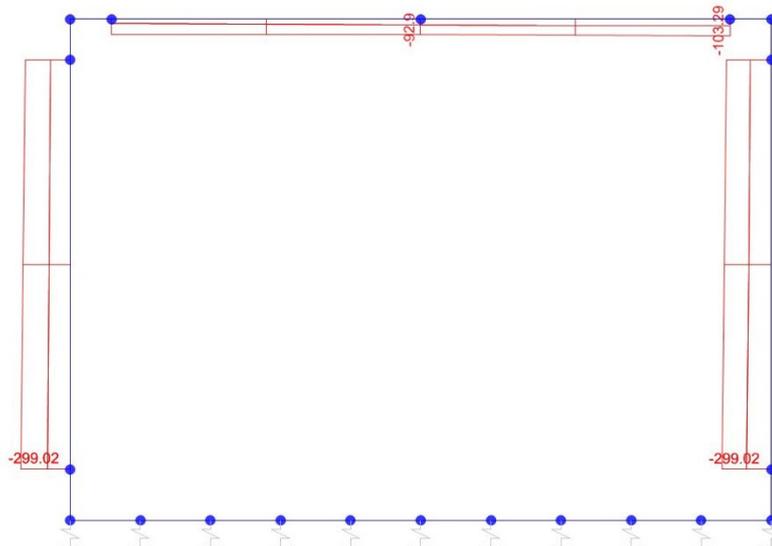
Frame	Station	OutputCase	CaseType	Step Type	P	V2	M3
1	0.2	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	210.8	77.9
1	0.35789	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	158.1	58.9
1	0.51579	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	160.8	42.4
1	0.67368	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	163.4	25.6
1	0.83158	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	108.9	12.2
1	0.98947	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	111.6	-1.5
1	1.14737	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	75.0	-13.0
1	1.30526	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	77.6	-24.3
1	1.46316	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	53.5	-33.7
1	1.62105	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	55.4	-42.2
1	1.77895	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	33.0	-44.9
1	1.93684	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	35.0	-43.7
1	2.09474	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	10.2	-38.2
1	2.25263	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	12.2	-30.2
1	2.41053	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-15.3	-21.9
1	2.56842	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-13.3	-11.2
1	2.72632	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-59.7	-0.7
1	2.88421	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-57.7	18.9
1	3.04211	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-55.7	44.0
1	3.2	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-106.4	76.5
1	0.2	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	104.6	-9.9
1	0.35789	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	63.5	-40.3
1	0.51579	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	65.5	-61.2
1	0.67368	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	67.5	-83.1
1	0.83158	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	28.5	-96.2
1	0.98947	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	30.5	-109.2
1	1.14737	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	6.5	-117.3
1	1.30526	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	8.4	-124.4
1	1.46316	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-14.2	-127.7
1	1.62105	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-12.2	-129.0
1	1.77895	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-42.5	-127.5
1	1.93684	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-39.8	-123.2
1	2.09474	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-77.6	-117.4
1	2.25263	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-75.0	-111.4
1	2.41053	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-111.6	-105.3
1	2.56842	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-108.9	-93.9
1	2.72632	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-163.4	-82.6
1	2.88421	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-160.8	-67.1
1	3.04211	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-158.1	-57.6
1	3.2	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-210.8	-40.9

2	0.2 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-128.0	-23.5	-30.0
2	1.2 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-138.0	22.2	-8.0
2	2.2 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-148.0	87.0	17.1
2	0.2 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-272.0	-85.7	-113.9
2	1.2 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-285.5	-55.0	-60.2
2	2.2 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-299.0	-17.0	-94.4
3	0.2 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-24.8	-90.5	13.1
3	0.95 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-30.0	-34.3	108.5
3	1.7 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-35.2	22.0	146.8
3	2.45 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-38.0	115.4	109.0
3	3.2 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-38.0	222.3	-4.8
3	0.2 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-91.2	-222.3	-81.9
3	0.95 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-91.2	-115.4	19.2
3	1.7 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-92.9	-8.6	37.0
3	2.45 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-98.1	45.3	1.4
3	3.2 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-103.3	99.2	-81.8
4	0.2 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-119.9	77.6	113.9
4	1.2 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-129.9	43.3	61.6
4	2.2 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-139.9	5.6	94.4
4	0.2 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-272.0	13.3	2.5
4	1.2 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-285.5	-35.8	10.2
4	2.2 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-299.0	-94.2	8.9

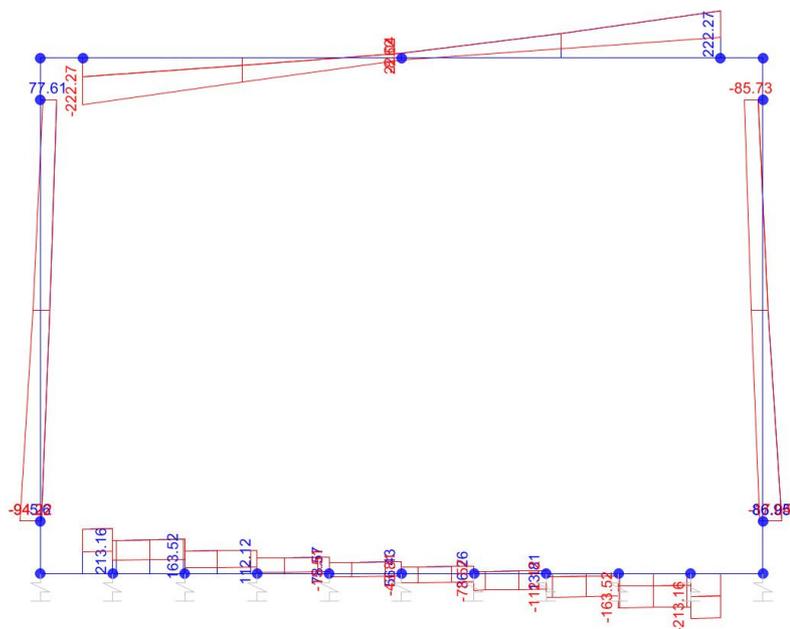


SEZIONE	P	V2	M3
01	0.0	210.8	77.9
02	0.0	0.0	129.0
03	-119.9	94.2	113.9
04	0.0	222.3	81.9
05	0.0	0.0	146.8
06	-139.9	94.2	94.4

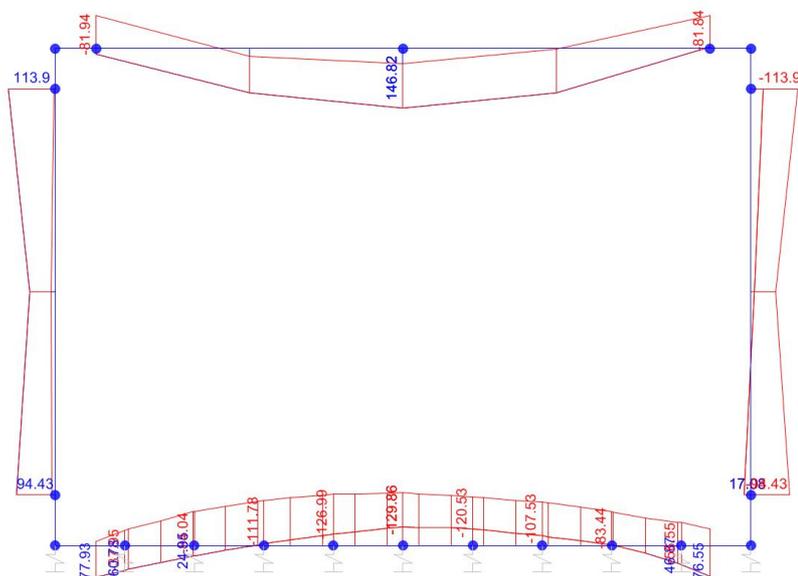
Diagrammi di involuppo delle sollecitazioni: ENVELOPE SLU-SLV



Sforzo normale



Taglio



Momento Flettente

I valori V e M dei diagrammi corrispondono a quelli riportati nella tabella, mentre il valore dello sforzo normale P nei diagrammi (valore massimo) differisce da quello di verifica della tabella, pari a quello di compressione minimo.

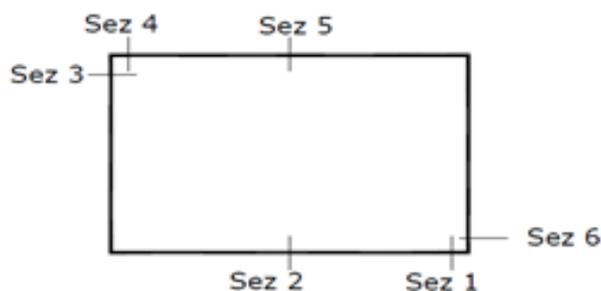
3.9.2. Inviluppo SLE (rara)

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M3
1	0.2	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	136.7	42.1
1	0.35789	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	101.6	21.0
1	0.51579	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	103.5	4.8
1	0.67368	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	105.5	-11.7
1	0.83158	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	69.3	-22.7
1	0.98947	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	71.3	-33.8
1	1.14737	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	47.0	-41.9
1	1.30526	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	49.0	-48.5
1	1.46316	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	24.0	-50.2
1	1.62105	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	26.0	-50.7
1	1.77895	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	0.3	-49.3
1	1.93684	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	2.3	-46.1
1	2.09474	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-24.2	-41.6
1	2.25263	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-22.2	-34.7
1	2.41053	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-49.6	-27.2
1	2.56842	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-47.6	-16.7
1	2.72632	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-91.0	-6.2
1	2.88421	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-89.0	9.9
1	3.04211	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-87.1	25.7
1	3.2	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-131.9	46.5
1	0.2	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	133.1	3.7
1	0.35789	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	89.7	-16.9
1	0.51579	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	91.7	-31.9
1	0.67368	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	93.7	-47.2
1	0.83158	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	51.3	-56.3
1	0.98947	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	53.3	-65.5
1	1.14737	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	26.4	-71.4
1	1.30526	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	28.4	-76.8
1	1.46316	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	2.1	-79.6
1	1.62105	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	4.1	-81.2
1	1.77895	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-21.7	-82.1
1	1.93684	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-19.7	-82.3
1	2.09474	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-45.0	-81.3
1	2.25263	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-43.0	-77.6
1	2.41053	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-67.7	-73.4
1	2.56842	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-65.7	-65.7
1	2.72632	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-103.0	-58.0
1	2.88421	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-101.0	-43.8
1	3.04211	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-99.1	-29.9

IN58 - Tombino Scatolare 3x2 (pk 25+016.00): Relazione di calcolo scatolare

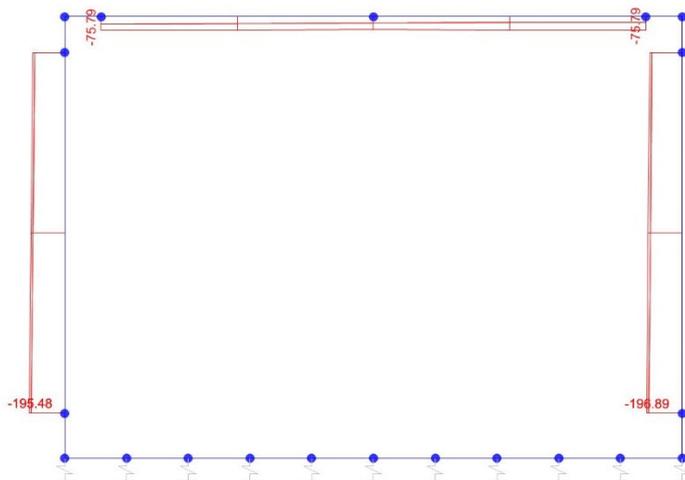
COMMESSA RS3T	LOTTO 3 0 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO IN.58.0.0.001	REV. A	FOGLIO 31 di 39
------------------	-------------------	----------------	----------------------------	-----------	--------------------

1	3.2 ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-135.6	-9.8
2	0.2 ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-165.4	-18.3	-30.0
2	1.2 ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-175.4	13.7	-21.9
2	2.2 ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-185.4	51.4	-14.0
2	0.2 ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-176.9	-65.4	-79.0
2	1.2 ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-186.9	-33.5	-34.4
2	2.2 ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-196.9	4.3	-59.3
3	0.2 ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-41.7	-131.3	-12.2
3	0.95 ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-38.8	-62.4	60.4
3	1.7 ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-35.9	6.4	89.9
3	2.45 ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-33.0	75.3	67.8
3	3.2 ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-30.2	144.2	-5.9
3	0.2 ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-75.8	-142.7	-55.8
3	0.95 ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-72.9	-73.9	23.4
3	1.7 ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-70.1	-5.0	50.9
3	2.45 ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-72.9	63.8	20.3
3	3.2 ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-75.8	132.7	-62.0
4	0.2 ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-164.0	63.4	72.2
4	1.2 ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-174.0	25.4	33.7
4	2.2 ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-184.0	-14.4	54.1
4	0.2 ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-175.5	29.1	33.8
4	1.2 ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-185.5	-8.9	20.1
4	2.2 ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-195.5	-54.2	23.9

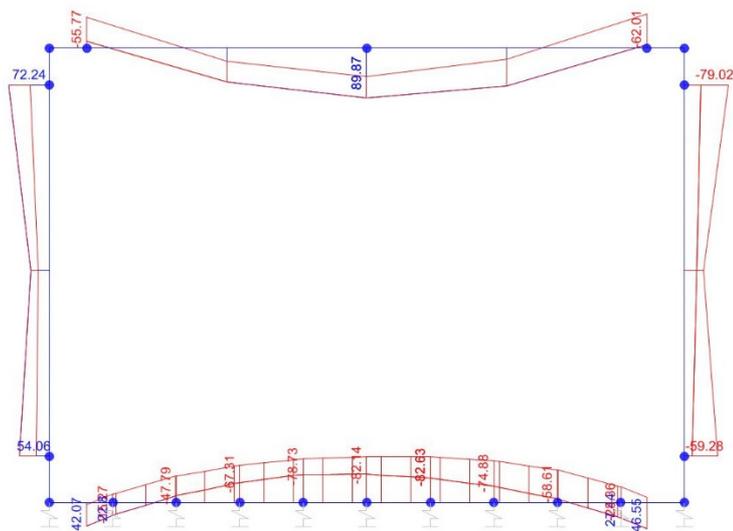


SEZIONE	P	M3
01	0.0	46.5
02	0.0	82.3
03	-164.0	79.0
04	0.0	62.0
05	0.0	89.9
06	-184.0	59.3

Diagrammi di involuppo delle sollecitazioni: ENVELOPE SLE (rara)



Sforzo normale



Momento Flettente

Il valore M dei diagrammi corrisponde a quello riportato nella tabella, mentre il valore dello sforzo normale P nei diagrammi (valore massimo) differisce da quello di verifica della tabella, pari a quello di compressione minimo.

3.10. VERIFICHE

Il tombino ha:

- Pareti di spessore pari a 40 cm dotate di armatura principale Ø22/20
- Soletta superiore di spessore pari a 40 cm dotata di armatura principale Ø24/20
- Soletta inferiore di spessore pari a 50 cm dotata di armatura principale Ø22/20

La soletta superiore e la soletta inferiore hanno armatura a taglio 1Ø12/15(long)/50(trasv) (2 braccia per larghezza unitaria).

Tutti gli elementi hanno ferri di ripartizione nella direzione secondaria Ø 14/20

SINTESI VERIFICHE SEZIONI NOTEVOLI:							
SL	VERIF	SEZ01	SEZ02	SEZ03	SEZ04	SEZ05	SEZ06
SLU	Med/Mrd	25%	42%	46%	30%	55%	38%
SLU	Ved/Vrd	46%	0%	48%	63%	0%	47%
SLE	(sigse/sigr)s	3%	5%	9%	5%	7%	7%
SLE	(sigse/sigr)i	18%	31%	28%	27%	38%	17%
SLE	(sigce/sigr)s	9%	16%	25%	18%	26%	19%
SLE	wk/wklim	45%	79%	63%	56%	81%	38%
	MAX	46%	79%	63%	63%	81%	47%
	MAX	81%					

Le verifiche risultano soddisfatte.

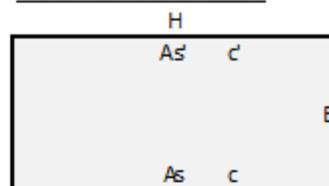
3.11. VERIFICHE DELLE SEZIONI

Sezione n°. 01

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm		
H	Altezza sezione rettangolare	500 mm		
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm		
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm		
d	Altezza utile = H-c	430 mm		
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa		
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa		
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	0.0 kN		
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	77.9 kNm		
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	210.8 kN		
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm		
Fi1	1° diametro armatura tesa	22		
Fi2	2° diametro armatura tesa			
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	5		
n2	N°. Barre 2° armatura tesa			
As'	Armatura superiore compressa	1901 mmq		
As	Armatura inferiore tesa	1901 mmq		
Fi Staffe	Diametro staffe	12 mm		
s. Staffe	Passo staffe	150 mm		
bracci	Numero Bracci staffe	2		
cotθ	(proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2.0 [range: 1,0-2,5]		
alpha	angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale	90.0°		
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	1508 mmq/m	15.08 cmq/m	
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara, frequente, qperm)	R		
Mse	Momento di esercizio [(+)]	46.5 kNm		
Nse	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	0.0 kN		
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Rara)	0.20 mm		
sigcR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0.60 fck		
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0.45 fck		
sigcR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.80 fyk		

Geometria della Sezione:



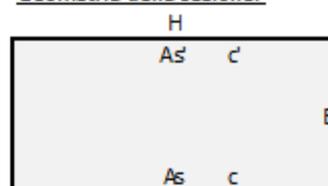
Dati di Output:

SLU - Momento e Taglio resistenti

Mrd	Momento ultimo resistente	306 kNm	Coeff.Sfrutt.	25%
Vrd	Taglio ultimo resistente	457 kN	Coeff.Sfrutt.	46%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	5 kNm	Coeff.Sfrutt.	
SLE - Tensioni e ampiezza fessure				
Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-11 Mpa	Coeff.Sfrutt.	3%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	64 Mpa	Coeff.Sfrutt.	18%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-2 Mpa	Coeff.Sfrutt.	9%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	133 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.09 mm	Coeff.Sfrutt.	45%
			Coeff.Sfrutt.Max	46%

Sezione n°. 02
Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm	
H	Altezza sezione rettangolare	500 mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm	
d	Altezza utile = H-c	430 mm	
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa	
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa	
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	0.0 kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	129.0 kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	0.0 kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm	
F1l	1° diametro armatura tesa	22	
F2l	2° diametro armatura tesa	0	
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	5	
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0	
As'	Armatura superiore compressa	1901 mmq	
As	Armatura inferiore tesa	1901 mmq	
Fi Staffe	Diametro staffe	12 mm	
s. Staffe	Passo staffe	150 mm	
bracci	Numero Bracci staffe	2	
cotθ	(proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2.0 [range: 1,0-2,5]	
alpha	angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale	90.0°	
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	1508 mmq/m	15.08 cmq/m
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R	
Mslc	Momento di esercizio [(+)]	82.3 kNm	
Nslc	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	0.0 kN	
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq.Perm)	0.20 mm	
sigcR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0.60 fck	
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0.45 fck	
sigcR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.80 fyk	

Geometria della Sezione:

Dati di Output
SLU - Momento e Taglio resistenti

Mrd	Momento ultimo resistente	306 kNm	Coeff.Sfrutt.	42%
Vrd	Taglio ultimo resistente	457 kN	Coeff.Sfrutt.	0%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	5 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

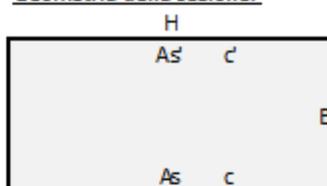
Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-19 Mpa	Coeff.Sfrutt.	5%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	113 Mpa	Coeff.Sfrutt.	31%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-3 Mpa	Coeff.Sfrutt.	16%
Sigc-irf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	133 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.16 mm	Coeff.Sfrutt. Coeff.Sfrutt.Max	79% 79%

Sezione n°. 03

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm		
H	Altezza sezione rettangolare	400 mm		
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm		
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm		
d	Altezza utile = H-c	330 mm		
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa		
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa		
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	-119.9 kN		
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	113.9 kNm		
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	94.2 kN		
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm		
Fi1	1° diametro armatura tesa	22		
Fi2	2° diametro armatura tesa	0		
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	5		
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0		
As'	Armatura superiore compressa	1901 mmq		
As	Armatura inferiore tesa	1901 mmq		
Fi Staffe	Diametro staffe	0 mm		
s. Staffe	Passo staffe	150 mm		
bracci	Numero Bracci staffe	2		
cotθ	(proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2.0 [range: 1,0-2,5]		
alpha	angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale	90.0°		
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	0 mmq/m	0.00 cmq/m	
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara, frequente, qperm)	R		
Mslc	Momento di esercizio [(+)]	79.0 kNm		
Nslc	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	-164.0 kN		
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq.Perm)	0.20 mm		
sigcR-lim	Tensione limite clscomb. Rara	0.60 fck		
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0.45 fck		
sigcR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.80 fyk		

Geometria della Sezione:



Dati di Output

SLU - Momento e Taglio resistenti

Mrd	Momento ultimo resistente	248 kNm	Coeff.Sfrutt.	46%
Vrd	Taglio ultimo resistente	197 kN	Coeff.Sfrutt.	48%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	0 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

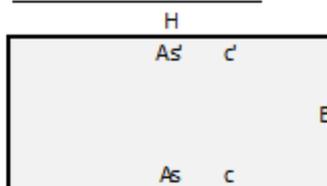
Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-32 Mpa	Coeff.Sfrutt.	9%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	101 Mpa	Coeff.Sfrutt.	28%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-4 Mpa	Coeff.Sfrutt.	25%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	98 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.13 mm	Coeff.Sfrutt. Coeff.Sfrutt.Max	63% 63%

Sezione n°. 04

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm		
H	Altezza sezione rettangolare	400 mm		
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm		
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm		
d	Altezza utile = H-c	330 mm		
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa		
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa		
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	0.0 kN		
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	81.9 kNm		
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	222.3 kN		
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm		
Fi1	1° diametro armatura tesa	24		
Fi2	2° diametro armatura tesa	0		
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	5		
n2	N°. Barre 2° armatura tesa			
As'	Armatura superiore compressa	2262 mmq		
As	Armatura inferiore tesa	2262 mmq		
Fi Staffe	Diametro staffe	12 mm		
s. Staffe	Passo staffe	150 mm		
bracci	Numero Bracci staffe	2		
cotθ	(proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2.0 [range: 1,0-2,5]		
alpha	angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale	90.0°		
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	1508 mmq/m	15.08 cmq/m	
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara, frequente, qperm)	R		
Mslc	Momento di esercizio [(+)]	62.0 kNm		
Nslc	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	0.0 kN		
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq.Perm)	0.20 mm		
sigcR-lim	Tensione limite clscomb. Rara	0.60 fck		
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0.45 fck		
sigcR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.80 fyk		

Geometria della Sezione:



Dati di Output

SLU - Momento e Taglio resistenti

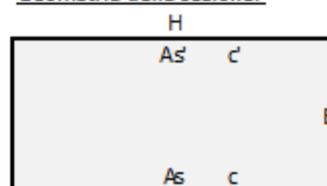
Mrd	Momento ultimo resistente	269 kNm	Coeff.Sfrutt.	30%
Vrd	Taglio ultimo resistente	351 kN	Coeff.Sfrutt.	63%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	4 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-18 Mpa	Coeff.Sfrutt.	5%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	95 Mpa	Coeff.Sfrutt.	27%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-3 Mpa	Coeff.Sfrutt.	18%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	89 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.11 mm	Coeff.Sfrutt. Coeff.Sfrutt.Max	56% 63%

Sezione n°. 05
Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm	
H	Altezza sezione rettangolare	400 mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm	
d	Altezza utile = H-c	330 mm	
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa	
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa	
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	0.0 kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	146.8 kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	0.0 kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm	
F1l	1° diametro armatura tesa	24	
F12	2° diametro armatura tesa	0	
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	5	
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0	
As'	Armatura superiore compressa	2262 mmq	
As	Armatura inferiore tesa	2262 mmq	
Fi Staffe	Diametro staffe	12 mm	
s. Staffe	Passo staffe	150 mm	
bracci	Numero Bracci staffe	2	
cotθ	(proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2.0 [range: 1,0-2,5]	
alpha	angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale	90.0°	
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	1508 mmq/m	15.08 cmq/m
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R	
Mslc	Momento di esercizio [(+)]	89.9 kNm	
Nslc	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	0.0 kN	
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq.Perm)	0.20 mm	
sigcR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0.60 fck	
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0.45 fck	
sigcR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.80 fyk	

Geometria della Sezione:

Dati di Output
SLU - Momento e Taglio resistenti

Mrd	Momento ultimo resistente	269 kNm	Coeff.Sfrutt.	55%
Vrd	Taglio ultimo resistente	351 kN	Coeff.Sfrutt.	0%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	4 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

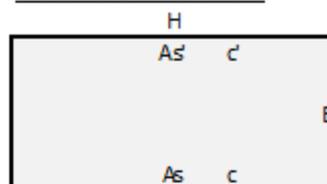
Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-25 Mpa	Coeff.Sfrutt.	7%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	138 Mpa	Coeff.Sfrutt.	38%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-5 Mpa	Coeff.Sfrutt.	26%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	89 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.16 mm	Coeff.Sfrutt. Coeff.Sfrutt.Max	81% 81%

Sezione n°. 06

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm		
H	Altezza sezione rettangolare	400 mm		
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm		
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm		
d	Altezza utile = H-c	330 mm		
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa		
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa		
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	-139.9 kN		
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	94.4 kNm		
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	94.2 kN		
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm		
Fi1	1° diametro armatura tesa	22		
Fi2	2° diametro armatura tesa	0		
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	5		
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0		
As'	Armatura superiore compressa	1901 mmq		
As	Armatura inferiore tesa	1901 mmq		
Fi Staffe	Diametro staffe	0 mm		
s. Staffe	Passo staffe	150 mm		
bracci	Numero Bracci staffe	2		
cotθ	(proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2.0 [range: 1,0-2,5]		
alpha	angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale	90.0°		
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	0 mmq/m	0.00 cmq/m	
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R		
Mslc	Momento di esercizio [(+)]	59.3 kNm		
Nslc	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	-184.0 kN		
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq.Perm)	0.20 mm		
sigcR-lim	Tensione limite clscomb. Rara	0.60 fck		
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0.45 fck		
sigcR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.80 fyk		

Geometria della Sezione:



Dati di Output:

SLU - Momento e Taglio resistenti				
Mrd	Momento ultimo resistente	251 kNm	Coeff.Sfrutt.	38%
Vrd	Taglio ultimo resistente	199 kN	Coeff.Sfrutt.	47%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	0 kNm	Coeff.Sfrutt.	
SLE - Tensioni e ampiezza fessure				
Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-27 Mpa	Coeff.Sfrutt.	7%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	61 Mpa	Coeff.Sfrutt.	17%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-3 Mpa	Coeff.Sfrutt.	19%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	100 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.08 mm	Coeff.Sfrutt. Coeff.Sfrutt.Max	38% 47%