COMMITTENTE:

RFI RETE FERROVIARIA ITALIANA
GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

PROGETTAZIONE:

ITALFERR
GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO

NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA

U.O. INFRASTRUTTURE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

TRATTA LERCARA DIR. - CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3)

INTERFERENZE IDRAULICHE

IN52 - Tombino Scatolare 8X5 (Km 20+469,31)

Relazione di calcolo scatolare

SCALA: -

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
RS3T	30	D	78	CL	IN5200	001	A

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

File: RS3T.3.0.D.78.CL.IN.52.0.0.001.A | n. Elab.: 78_525

I N D I C E

1. PREMESSA **3**

2. INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA **8**

3. GEOMETRIA DELLA STRUTTURA **4**

4. PROGETTO NUOVO TOMBINO **5**

4.1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO **5**

4.2. UNITA' DI MISURA E SIMBOLOGIA **6**

4.3. GEOMETRIA **6**

4.4. MATERIALI **7**

4.5. ANALISI DEI CARICHI **9**

4.6. VERIFICA REQUISITI S.T.I. **17**

4.7. COMBINAZIONI DI CARICO **19**

4.8. CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI **26**

4.8.1. INVILUPPO SLU-SLV **26**

4.8.2. INVILUPPO SLE (RARA) **30**

4.9. VERIFICHE **33**

4.10. 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 –Caltanisetta Xirbi (Lotto 3).

Lo scatolare in oggetto è situato alla progressiva 20 + 469.31.

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 neldimensionamento.

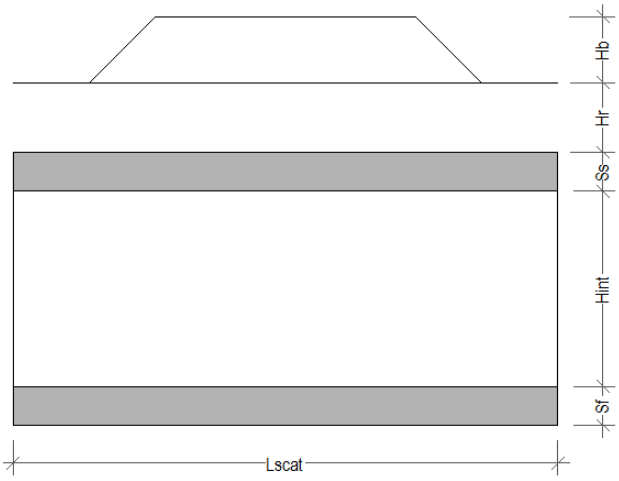


Figura 1. Sezione longitudinale delloscatolare

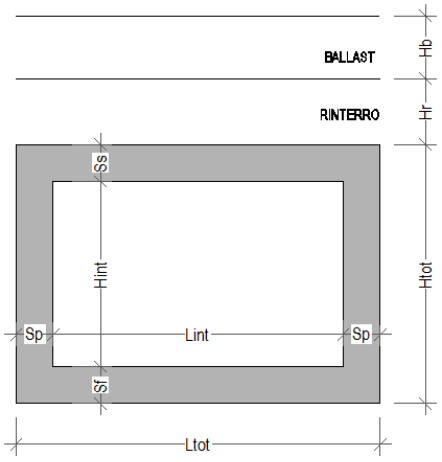


Figura 2. Sezione trasversale delloscatolare

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 8.00×5.00 m, con piedritti e soletta superiore di spessore 0.90 m, soletta inferiore di spessore 1.00 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 geometrichehanno 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 progettazionedi un nuovo tombinonel rispettodella 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, n. 7	Istruzione per l'applicazione dell'Aggiornamento 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) N.1299/2014 del 18 novembre 2014 della Commissione Europea	Specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema "infrastruttura" del sistema ferroviario dell'Unione Europea.

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) 10^3 N

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

γ (gamma)	peso dell'unitàdi volume	(kN/m3)	
σ (sigma)	tensione normale	(N/mm2)	
τ (tau)	tensione tangenziale	(N / mm2)	
ε (epsilon)	deformazione	(m/m)	-
ϕ (fi)	angolo di resistenza	(° sessagesimali)	

3.3. GEOMETRIA

Larghezza utile	Lint	8.00	m	*luce interna scatolare*
Altezza libera	Hint	5.00	m	*altezza interna scatolare*
Spessore piedritti	Sp	0.90	m	
Spessore soletta	Ss	0.90	m	
Spessore fondazione	Sf	1.00	m	
Altezza ballast	Hb	0.80	m	
Rinterro (superiore)	Hr	1.20	m	
Lunghezza traversa	Ltb	2.40	m	
Altezza traversa	Htb	0.40	m	
Ricoprimento	Hric	**2.00**	m	*Hb+Hr*
Larghezza totale	Ltot	**9.80**	m	*Lint+2xSPp*
Altezza totale	Htot	**6.90**	m	*Hint+SPs+SPf*

3.4. MATERIALI

Per le opere in c.a. siadotta:

Calcestruzzo C (30/37) le cui caratteristiche principalisono:

- Resistenza cilindricacaratteristica: f_{ck}= 30N/mm^2
- Resistenza di calcolo a compressione semplice: $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_m$, dove:
- α_{cc}= 0.85 eγ_m=1.5;
- f_{cd} = 17 N/mm^2
- Resistenza di calcolo a trazione semplice: $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_m$, dove :
- γ_m=1.5;
- f_{ctd} = 1,35 N/mm^2.
- Modulo elastico: Ec= 32836 N/mm^2 .
- Tolleranza di posa del copriferro = 10 mm;
- Classe di esposizione XA1
- Copriferro = 40 mm
- Condizioni ambientali: aggressive
- Apertura fessure limite: w1 = 0.2 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 Nmm^2
- Resistenza di calcolo dell'acciaio: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$dove
- γ_s =1.15 = 391 Nmm^2
- Allungamento D1 > 12%
- Modulo di elasticità: Es=206000 Nmm2
- Sovrapposizioni barre $\geq 40\varphi$

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;
  - ct = coefficiente adimensionale di forma ottenuto dalla interpolazione dei valori dei coefficienti proposti dal Bowles, 1960 (L = lato maggiore della fondazione):

    $ct = 0.853 + 0.534 \ln(L / B)$ rettangolare con $L / B \leq 10$

    $ct = 2 + 0.0089 (L / B)$ rettangolare con $L / B > 10$
  - q = pressione media agente sul terreno;
  - $\sigma v0$ = 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 kw è valutato attraverso il rapporto tra il carico applicato ed il corrispondente cedimento pertanto, si ottiene:

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

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=	8	m
L=	10	m
L/B=	1.25	
ct=	0.972	
Kw=	**2826**	kN/m^3

3.6. ANALISI DEI CARICHI

Si riportano di seguito i carichi utilizzati per il calcolo delle sollecitazionie 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 γ= 25kN/m^3.

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

Peso specifico calcestruzzo armato	γds	25	kN/m^3	
peso singolo piedritto	Pp	**22.50**	kN/m	*γcls x Sp*
peso soletta superiore	Pss	**22.50**	kN/m	*γcls x Ss*
peso fondazione	Psf	**25.00**	kN/m	*γcls x Sf*

Carichi permanenti portati (condizionePERM)

peso specifico ballast	γb	18	kN/m^3	
altezza ballast	Hb	0.80	m	
peso ballast	Pb	**14.40**	kN/m	*γb x Hb*
peso specifico rinterro	γr	19	kN/m^3	
altezza rinterro	Hr	1.20	m	
peso rinterro	Pr	**22.80**	kN/m	*γr x Hr*
Permanente totale	G2p	**37.20**	kN/m	*Pb + Pr*
Permanente nodi 1 e 2	G2P	**16.74**	kN	*G2p x Sp / 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).

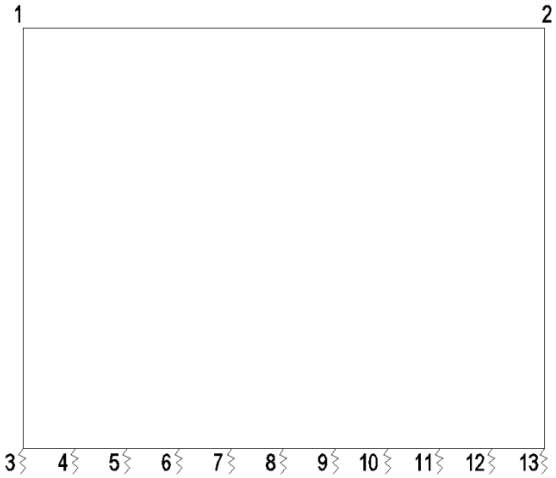


Figura 3. Numerazione dei nodi nel modellostrutturale.

Spinta del terreno (condizioni SPTSX eSPTDX)

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

Ø=38° Angolo di attrito

γr= 19 kN/m^3 Peso specifico rinterro

$C_u = 0$ Coesione non drenata

angolo di attrito rinterro	Ø'	38	[°]	0.663 [rad]
coefficiente spinta attiva ka	ka	0.238		*(1 - senØ) / (1 + senØ)*
coefficiente spinta riposo ko	ko	**0.384**		*(1 - senØ)*
coefficiente spinta passiva kp	kp	4.204		*(1 + senØ) / (1 - senØ)*
Pressione estradosso soletta superiore	P1	**14.30**	kN/m^2	*ko x (Pb + Pr)*
Pressione asse soletta superiore	P2	**17.58**	kN/m^2	*ko x (Pb + Pr + γr x Ss / 2)*
Pressione asse soletta inferiore	P3	**61.03**	kN/m^2	*ko x [Pb + Pr + γr x (Ss + Hint + Sf / 2)]*
Pressione intradosso soletta inferiore	P4	**64.68**	kN/m^2	*ko x (Pb + Pr + γr x Htot)*
Forza concentrata asse soletta superiore	F1	**7.17**	kN/m	*(P1+ P2) / 2 x Ss / 2*
Forza concentrata asse soletta inferiore	F2	**31.43**	kN/m	*(P3+ P4) / 2 x Sf / 2*

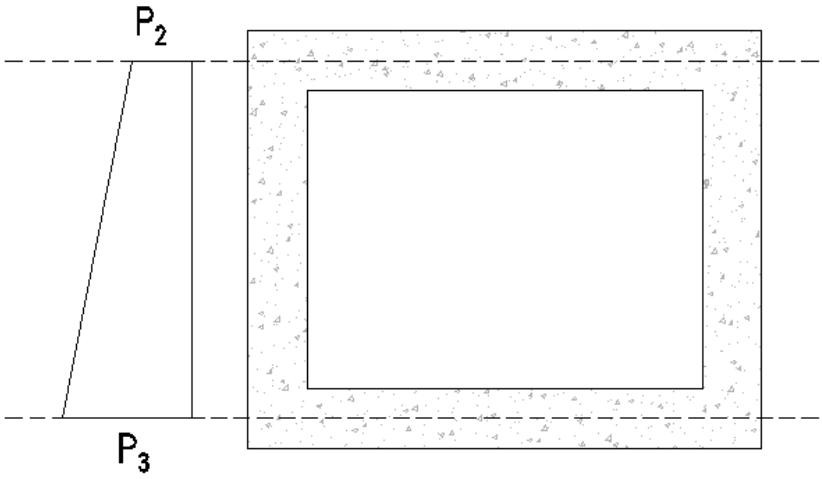


Figura 4. Spinte delterreno

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.

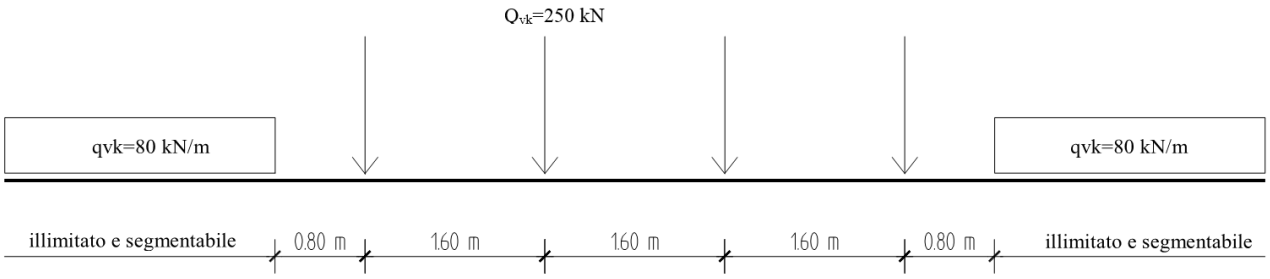


Figura 5. Treno LM71

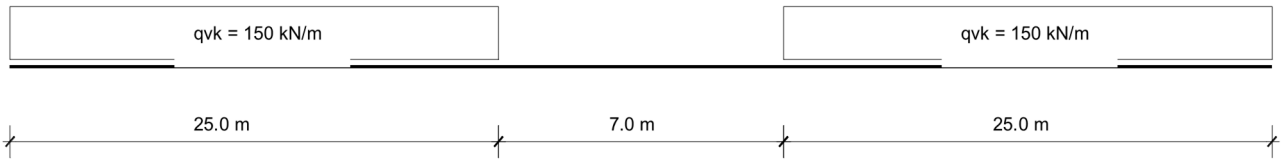


Figura 6. Treno SW/2

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 m

L int < 8 m

Si ottiene considerando un ridotto standar manutentivo Φ_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 dotatate di una copertura maggiore di 2,50 m può assumersi un coefficiente di incremeento dinamico unitario.

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

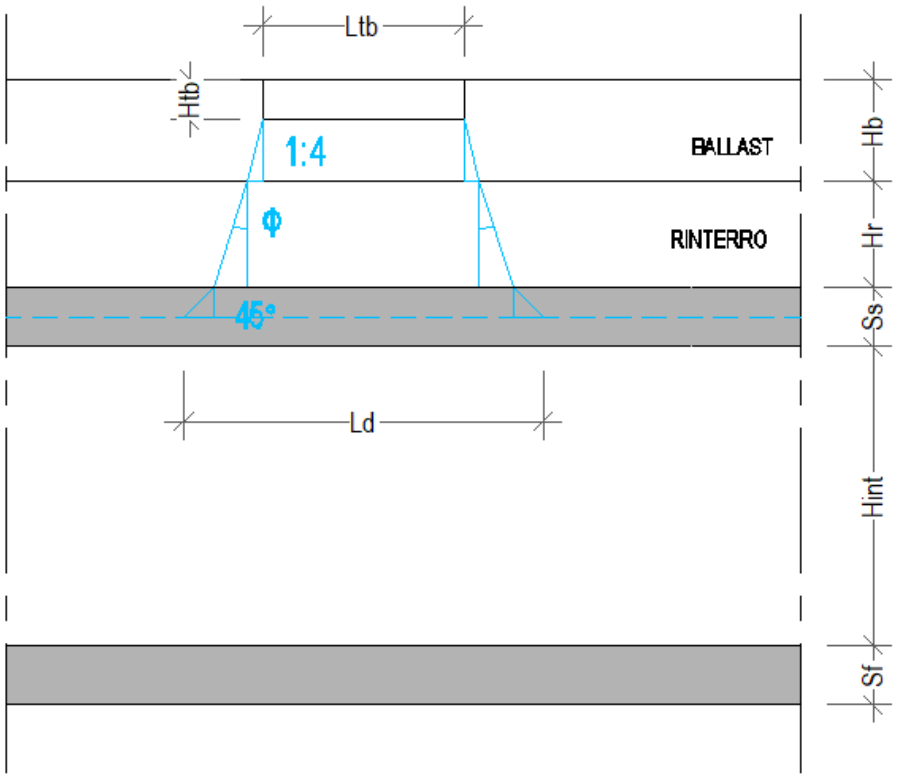


Figura 7. Schema modalità di diffusione dei carichi ferroviari

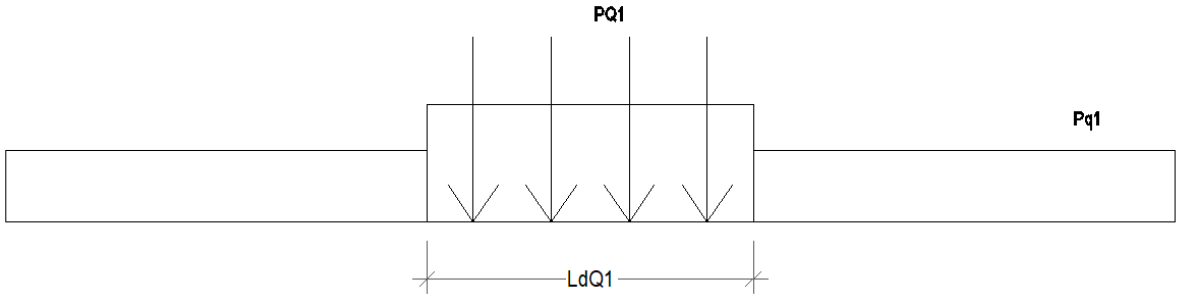


Figura 8. Carichi Treno LM71 su L_d

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 LdQ1 del treno di carico.

Incremento dinamico	Φ3*	1.35		* valido per Hint<5m, Lint<8m
Incremento dinamico con ricoprimento	Φ3	**1.25**		Φ 3=1 per Hric >2,5m
Lunghezza caratteristica	Lϕ	**8.00**	m	tab. 5.2.II - NTC2018
Coefficiente di adattamento	α	**1.10**		
Larghezza di diffusione nel ballast	Ldb	0.20	m	Diffusione 1:4 nel ballast
Larghezza di diffusione nel rinterro	Ldr	1.88	m	Diffusione secondo angolo attrito
Larghezza di diffusione nel cls	Ldc	0.90	m	Diffusione 45° nel cls
Larghezza trasv. di diffusione del carico	Ld	**5.38**	m	Ldb + Ldr + Ldc
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	**20.46**	kN/m^2	q1 x Φ 3 x α / Ld
Carico ripartito verticale per LM71 (Q1)	PQ1	**39.97**	kN/m^2	Q1 x NQ1 x Φ 3 x α / (Ld x LdQ1)

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

Carico distribuito per treno LM71	Sq1	**6.29**	kN/m^2	(q1 x α / Ld) x Ko
Carico concentrato per treno LM71	SQ1	**12.29**	kN/m^2	Q1 x NQ1 x α / (Ld x LdQ1) x Ko
Spinta semispessore soletta superiore	Fq1sup	**5.53**	kN/m	SPQ1 x SPs / 2
spinta semispessore soletta inferiore	Fq1inf	**6.14**	kN/m	SPQ1 x SPi / 2

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	**6.14**	kN/m	Av / Ld

Azioni termiche (condizione:TERM)

Alla soletta superiore si applica una variazione termica uniforme pari a Δt=±15°C ed una variazione nello spessore tra estradosso ed intradosso pari a Δt=±5°C.

Variazione termica uniforme	ΔTunif	+-15.00	[°]	*Sulla soletta superiore*
Variazione termica differenziale	ΔTdiff	+-5.00	[°]	*Sulla soletta superiore*
	Gradiente	+-5.56	[°/m]	*Δ Tdiff / Ss*

Ritiro (condizione: RITIRO)

Gli effetti del ritiro vanno valutati a "lungo termine" attraverso il calcolo dei coefficienti di ritiro finale $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ e di viscosità$\varphi(t, t_0)$, 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:

Variazione termica uniforme equivalente	ΔTritiro	-[12.26°]	*Sulla soletta superiore*

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:

Forza sismicaorizzontale $F_h=k_h*W$

Forza sismicaverticale $F_v=k_v*W$

I valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v

$k_h = a_{max}/g$

$k_v = \pm 0{,}5\times k_h$

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>=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	0.113	g
fattore amplificazione massima spettro accelerazione	Fo	2.641	sec
periodo inizio tratto a velocità costante spettro acc. orizz.	T*c	0.376	
categoria sottosuolo		C	
categoria topografica		T1	
amplificazione topografica	S_T	1.000	
smorzamento viscoso convenzionale	ξ	5%	
fattore di correzione per ξ <> 5%	η	1.000	

Tab.3.2.V	S_S	C_C	S_S	C_C
A	1.00	1.00		
B	1.20	1.34		
C	1.50	1.45	1.50	1.45
D	1.80	2.04		
E	1.60	1.70		

coefficiente amplificazione stratigrafica	S_S	1.500	
coefficiente di amplificazione	S	**1.500**	
coefficiente categoria sottosuolo	C_C	1.450	
periodo inizio tratto a accelerazione costante = Tc / 3	T_B	0.182	sec
periodo inizio tratto a velocità costante = Cc * T*c	T_C	0.545	sec
periodo inizio tratto a spostamento costante = 4 * ag/g +1,6	T_D	2.052	sec
accelerazione massima orizzontale al suolo = Ss x St x ag/g	ago,max	**0.170**	g

Accelerazioni per il calcolo delle forze di inerzia agenti sullo scatolare

Coefficiente di riduzione dell'acc max attesa al sito		β	**1.000**	
ao = kh = ago,max = S x ag/g	*valore PGA x scatolare*	ao = kh	**0.1695**	g
av = kv = kh / 2	*valore PGA x scatolare*	av = kv	**0.0848**	g

Forze di inerzia (condizione SismaH)

Forza di inerzia treno di carico - (%)	%	20%		
Forza orizzontale sulla soletta di copertura	F'h	**11.47**	kN/m	*(Pss+Pb+Pr+%PQ1) x kh*
Forza orizzontale su singolo piedritto	F''h	**3.81**	kN/m^2	*Pp x kh*

Forze di inerzia (condizione SismaV)

Forza di inerzia treno di carico - (%)	%	20%		
Forza verticale sulla soletta di copertura	F''v	**5.74**	kN/m^2	*(Pss+Pb+Pr+%PQ1) x kv*

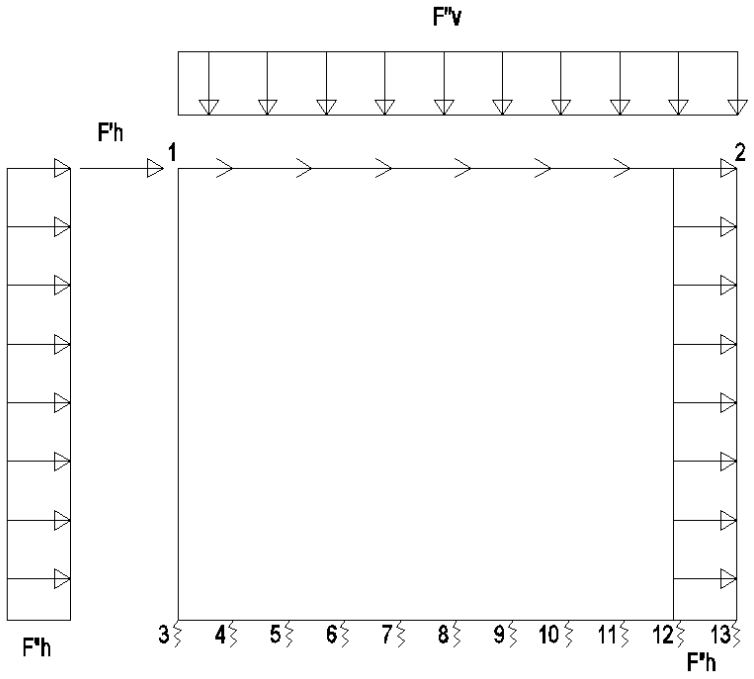


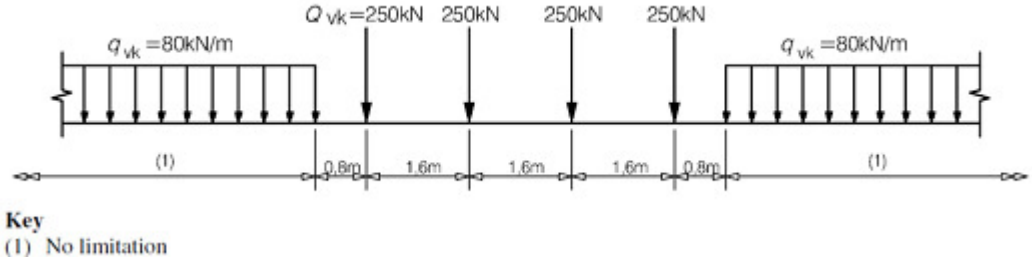
Figura 9. Forze sismiche agenti sulla struttura

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

Forza distribuita su uno solo dei piedritti	qW	**29.88**	kN/m^2	*(%PQ1+G2p+ γr x Htot) x (ago,max)*
Forza concentrata nodo superiore piedritto	QWsup	**13.45**	kN	*qW x Ss / 2*
Forza concentrata nodo inferiore piedritto	QWinf	**14.94**	kN	*qW x Sf / 2*

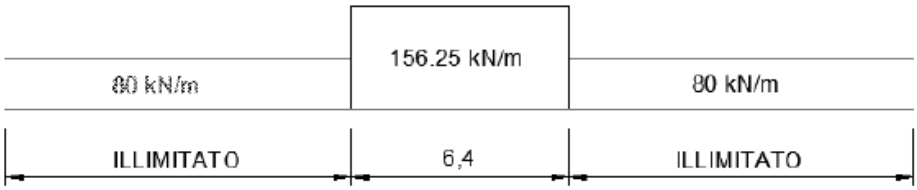
3.7. VERIFICA REQUISITI S.T.I.

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.

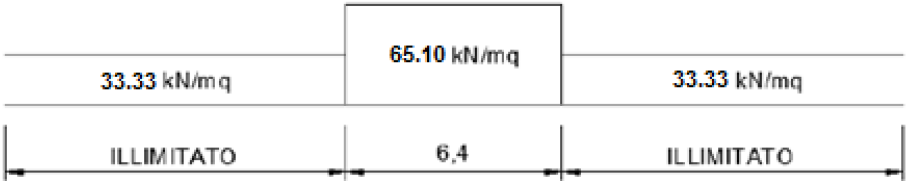


Il carico equivalente si ricava dalla ripartizione trasversale e longitudinale dei carichi per effetto delle traverse e del ballast previsti dalla stessa norma EN 1991-2:2003/AC:2010.
Considerando i 4 carichi assiali da 250 kN e la relativa distribuzione longitudinale, il carico verticale equivalente a metro lineare agente alla quota della piattaforma ferroviaria (convenzionalmente a 70 cm dal piano del ferro) risulta pari a:

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



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 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:



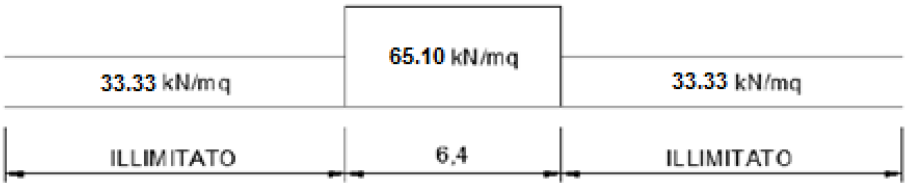
A tali carichi si deve applicare il coefficiente α relativo alle categorie S.T.I. come indicato nella tabella 11 di seguito riportata:

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 sospeso
P1600	1,1
F1, F2, F3	1,0
F4	0,91
F1520	Punto in sospeso
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 m**

anziché:

Ld= 3.0 + 0.40 / 4 * 2 = **3.20 m**

come previsto dalla EN 1991 – 2:2003/AC:2010 che riuslterebbe 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:

- q1 = 4*250/6.4/2.60 = 60.10 kN/m2
- q2 = 80/2.60 = 30.77 kN/m2

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 caso a[1]	Traffico normale caso b[1]	Traffico pesante[2]
1	Primo	1,0 (LM 71"+"SW/0)	-	1,0 SW/2
2	Primo	1,0 (LM 71"+"SW/0)	-	1,0 SW/2
	secondo	1,0 (LM 71"+"SW/0)	-	1,0 (LM 71"+"SW/0)
≥3	Primo	1,0 (LM 71"+"SW/0)	0,75 (LM 71"+"SW/0)	1,0 SW/2
	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
Gruppi di carico	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 Qki.

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	γG1	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali[2]	favorevoli	γG2	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast[3]	favorevoli	γB	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico[4]	favorevoli	γQ	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γQi	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γP	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00[5]	1,00[6]	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γCed	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[2]	0,80[1]	0,0
Gruppi di	gr_2	0,80[2]	0,80[1]	-
carico	gr_3	0,80[2]	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
Carichipermanenti	PERM
Spinta del terreno sulla paretesinistra	SPTSX
Spinta del terrenno sulla paretedestra	SPTDX
Carico AccidentaleLM71	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:

ΔTuniforme =±15°

ΔTdifferenziale =±5°

e le loro 4 combinazioni sono state preventivamente inviluppate 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

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

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:

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

dove:

$E = \pm 1.00 \times E_Y \pm 0.30 \times E_Z$ oppure $E = \pm 0.30 \times E_Y \pm 1.00 \times E_Z$

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

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

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 100 cmq (soletta inferiore)

Aste 2¸4 = Sezione 100 x 90 cmq (piedritti)

Aste 3 = Sezione 100 x 90 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 rigidezza delle molle, nel il caso in esame, si assume il valore del Modulo di reazione verticale desunto dalla relazione geotecnica:

Rigidezza molle nodali SAP			
ks		2826	kN/m^3
nodi centrali (6,7,8,9,10)			
Linfl		0.890	m
Kcentrale	ks x Linfl x 1	**2515**	kN/m
nodi intermedi (4,5,11,12)			
Linfl		0.890	m
Kintermedio	1,5 x ks x Linfl x 1	**3773**	kN/m
nodi estremità (3,13)			
Linfl		0.895	m
Kestremità	2,0 x ks x Linfl x 1	**5059**	kN/m

Nodi	
N.nodi	13
N.nodi sup	2
N.nodi inf	11
N.spazi inf	10
Linterasse	8.90 m
Hinterasse	5.95 m

Nodo	X	Z
1	0.000	5.950
2	8.900	5.950
3	0.000	0.000
4	0.890	0.000
5	1.780	0.000
6	2.670	0.000
7	3.560	0.000
8	4.450	0.000
9	5.340	0.000
10	6.230	0.000
11	7.120	0.000
12	8.010	0.000
13	8.900	0.000

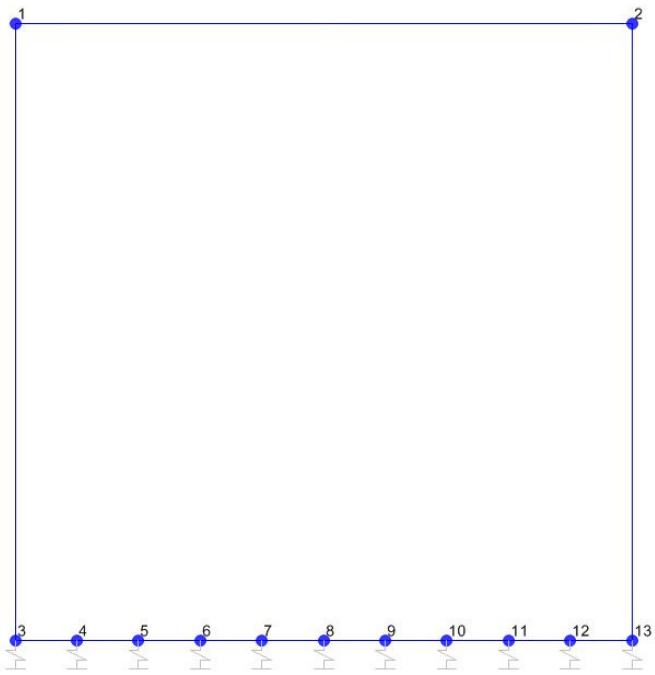


Figura 10. Numerazione nodi modello SAP

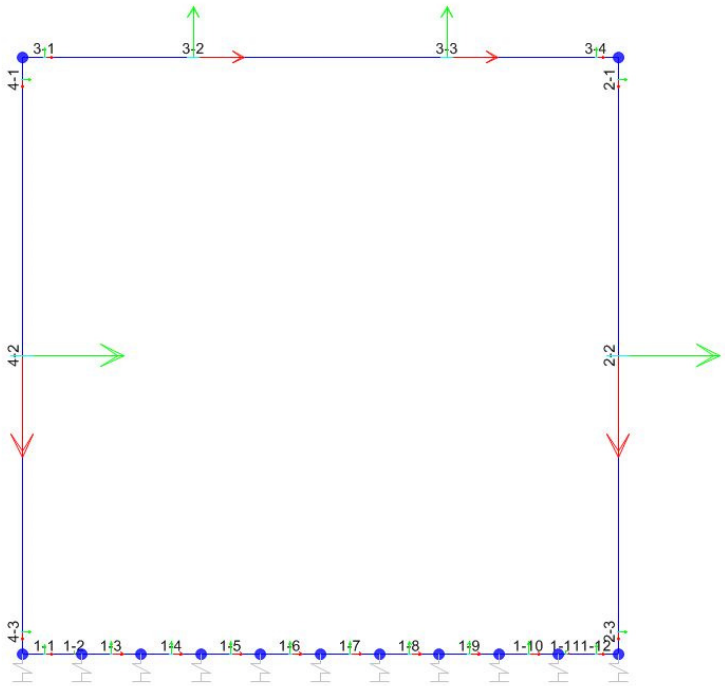


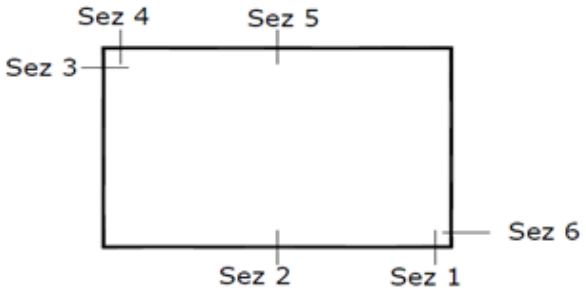
Figura 11: Individuazione elementi modello SAP

3.9. CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI

3.9.1. Inviluppo SLU-SLV

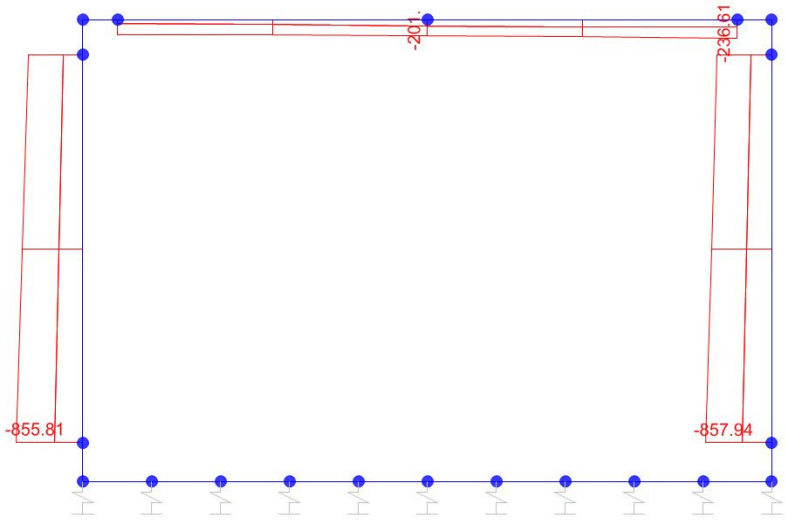
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M3
1	0.45	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	604.7	623.3
1	0.87105	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	618.9	481.8
1	1.29211	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	454.1	364.1
1	1.71316	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	468.3	243.0
1	2.13421	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	299.2	143.8
1	2.55526	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	313.4	45.0
1	2.97632	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	202.5	-40.7
1	3.39737	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	216.7	-124.2
1	3.81842	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	149.9	-195.3
1	4.23947	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	160.4	-260.2
1	4.66053	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	96.6	-279.1
1	5.08158	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	107.2	-244.3
1	5.50263	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	36.3	-203.2
1	5.92368	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	46.8	-149.5
1	6.34474	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-32.5	-92.9
1	6.76579	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-22.0	-21.4
1	7.18684	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-159.1	51.5
1	7.60789	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-148.6	151.9
1	8.02895	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-298.1	335.6
1	8.45	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-287.6	593.2
1	0.45	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	273.8	22.4
1	0.87105	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	284.4	-134.0
1	1.29211	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	168.3	-298.8
1	1.71316	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	178.8	-465.5
1	2.13421	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	68.6	-562.2
1	2.55526	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	79.1	-650.5
1	2.97632	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	12.9	-702.4
1	3.39737	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	23.4	-753.9
1	3.81842	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-39.2	-783.8
1	4.23947	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-28.7	-798.2
1	4.66053	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-116.9	-791.0
1	5.08158	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-102.7	-772.0
1	5.50263	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-216.7	-751.8
1	5.92368	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-202.5	-703.0
1	6.34474	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-313.4	-650.5
1	6.76579	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-299.2	-562.2
1	7.18684	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-468.3	-468.5
1	7.60789	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-454.1	-400.4
1	8.02895	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-618.9	-333.5

1	8.45 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-604.7	-208.6
2	0.45 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-268.6	-67.9	-153.4
2	2.95 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-324.9	57.2	-43.3
2	5.45 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-381.1	264.5	75.5
2	0.45 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-706.1	-216.0	-782.1
2	2.95 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-782.0	-144.4	-465.7
2	5.45 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-857.9	-27.2	-717.5
3	0.45 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-43.3	-197.4	110.2
3	2.45 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-61.1	-65.4	677.8
3	4.45 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-78.9	66.5	914.0
3	6.45 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-96.6	314.2	655.5
3	8.45 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-96.6	602.5	-105.4
3	0.45 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-194.2	-600.4	-575.3
3	2.45 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-194.2	-312.1	109.6
3	4.45 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-201.0	-23.9	238.3
3	6.45 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-218.8	95.5	-16.9
3	8.45 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-236.6	214.9	-575.3
4	0.45 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-253.9	172.8	782.1
4	2.95 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-310.1	93.8	468.2
4	5.45 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-366.4	-26.8	717.5
4	0.45 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-704.0	23.5	-38.6
4	2.95 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-779.9	-118.1	43.7
4	5.45 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-855.8	-322.9	104.7

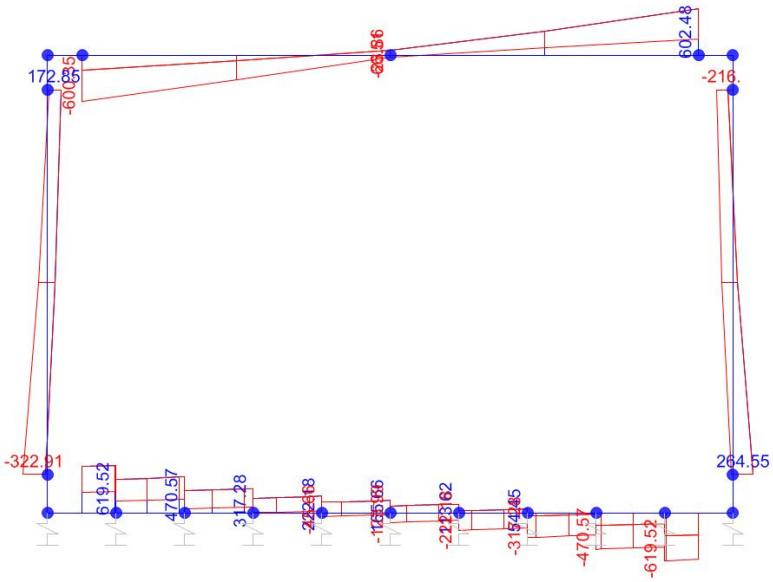


SEZIONE	P	V2	M3
01	0.0	618.9	623.3
02	0.0	0.0	798.2
03	-253.9	322.9	782.1
04	0.0	602.5	575.3
05	0.0	0.0	914.0
06	-366.4	322.9	717.5

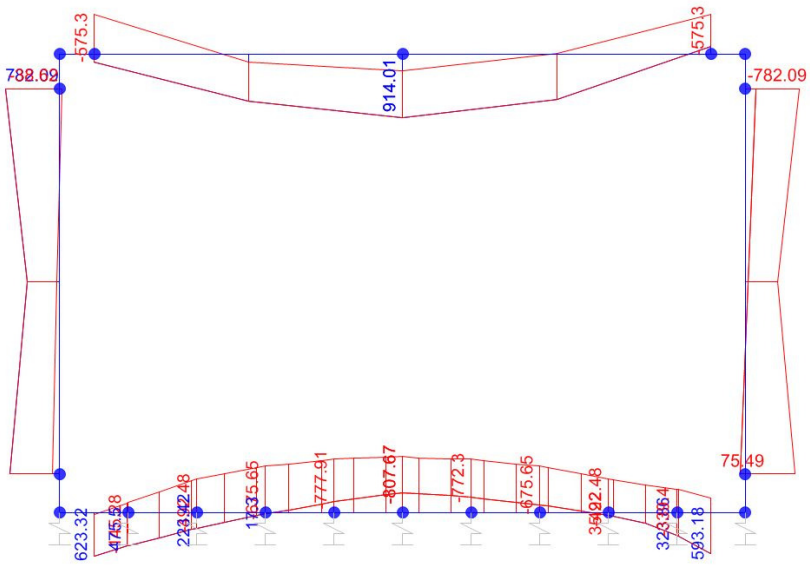
Diagrammi di inviluppo delle sollecitazioni: ENVELOPE SLU-SLV



Sforzo normale



Taglio



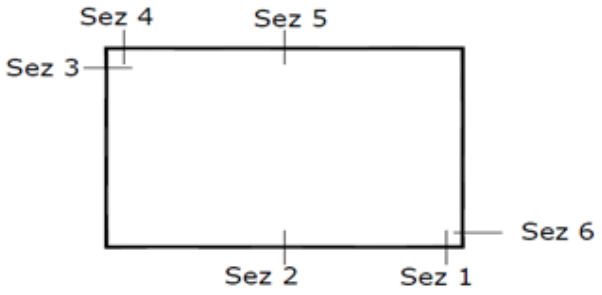
Momento Flettente

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)

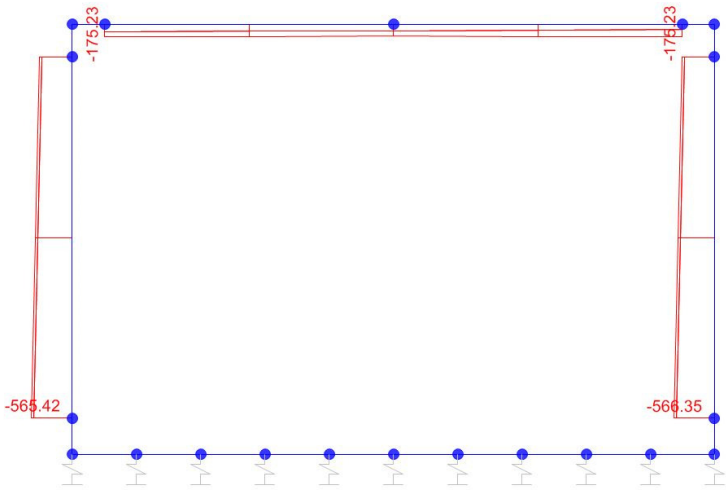
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M3
1	0.45	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	393.3	360.0
1	0.87105	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	403.8	192.2
1	1.29211	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	294.0	68.3
1	1.71316	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	304.5	-57.7
1	2.13421	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	191.8	-144.4
1	2.55526	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	202.3	-227.4
1	2.97632	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	128.7	-289.0
1	3.39737	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	139.3	-345.4
1	3.81842	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	63.7	-384.0
1	4.23947	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	74.2	-390.9
1	4.66053	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-3.5	-378.3
1	5.08158	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	7.0	-351.5
1	5.50263	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-72.9	-315.0
1	5.92368	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-62.4	-260.7
1	6.34474	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-144.9	-201.0
1	6.76579	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-134.4	-119.9
1	7.18684	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-267.7	-34.9
1	7.60789	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-257.2	89.8
1	8.02895	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-394.8	212.4
1	8.45	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-384.3	379.5
1	0.45	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	386.2	121.4
1	0.87105	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	396.8	-43.4
1	1.29211	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	260.7	-153.8
1	1.71316	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	271.3	-265.8
1	2.13421	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	139.1	-331.6
1	2.55526	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	149.6	-392.4
1	2.97632	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	67.5	-436.6
1	3.39737	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	78.1	-475.1
1	3.81842	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-1.7	-495.0
1	4.23947	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	8.8	-504.9
1	4.66053	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-69.0	-510.2
1	5.08158	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-58.4	-510.9
1	5.50263	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-134.4	-501.4
1	5.92368	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-123.8	-472.9
1	6.34474	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-198.0	-438.2
1	6.76579	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-187.4	-379.4
1	7.18684	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-301.4	-315.4
1	7.60789	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-290.8	-204.9
1	8.02895	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-402.2	-96.0

1	8.45 ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-391.7	68.0
2	0.45 ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-416.6	-43.0	-226.8
2	2.95 ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-472.9	41.5	-202.6
2	5.45 ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-529.1	162.6	-206.5
2	0.45 ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-453.9	-155.9	-532.9
2	2.95 ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-510.1	-71.4	-255.8
2	5.45 ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-566.4	49.7	-464.9
3	0.45 ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-96.9	-347.6	-121.4
3	2.45 ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-96.2	-164.2	390.4
3	4.45 ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-86.4	19.1	578.1
3	6.45 ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-76.6	202.4	431.1
3	8.45 ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-66.8	385.8	-82.6
3	0.45 ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-175.2	-384.8	-384.8
3	2.45 ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-165.4	-201.5	184.4
3	4.45 ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-155.6	-18.2	387.0
3	6.45 ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-165.4	165.2	165.4
3	8.45 ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-175.2	348.5	-422.8
4	0.45 ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-415.7	152.8	497.8
4	2.95 ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-471.9	56.5	258.5
4	5.45 ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-528.2	-64.1	438.5
4	0.45 ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-453.0	70.0	252.6
4	2.95 ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-509.2	-29.6	186.1
4	5.45 ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-565.4	-174.8	253.3

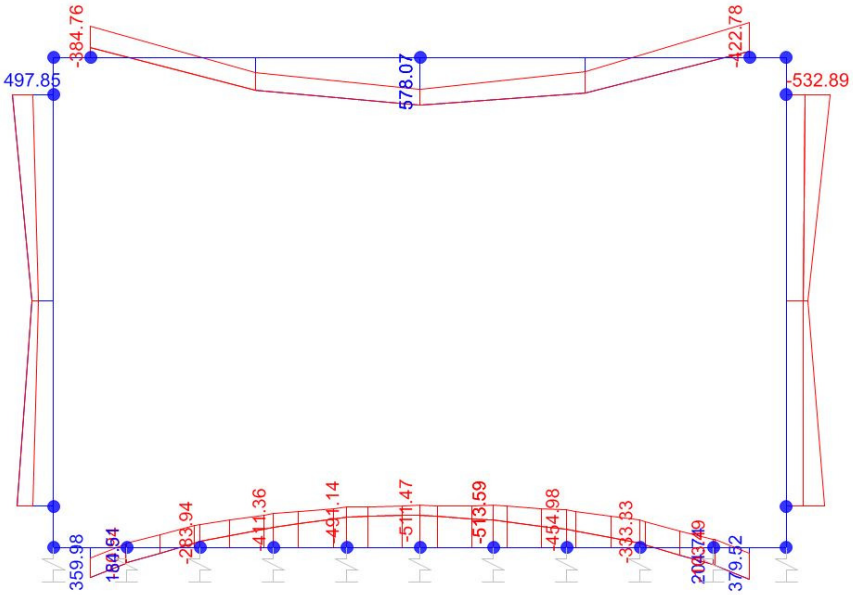


SEZIONE	P	M3
01	0.0	379.5
02	0.0	510.9
03	-415.7	532.9
04	0.0	422.8
05	0.0	578.1
06	-528.2	464.9

Diagrammi di inviluppo 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 90 cm** dotate di armatura principale **Ø22/10**
- **Soletta superiore di spessore pari a 90 cm** dotata di armatura principale **Ø26/10**
- **Soletta inferiore di spessore pari a 100 cm** dotata di armatura principale **Ø22/10**

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 **Ø14/20**

SINTESI VERIFICHE SEZIONI NOTEVOLI:							
SL	**VERIF**	**SEZ01**	**SEZ02**	**SEZ03**	**SEZ04**	**SEZ05**	**SEZ06**
SLU	Med/Mrd	**47%**	**60%**	**62%**	**36%**	**56%**	**55%**
SLU	Ved/Vrd	**63%**	**0%**	**83%**	**68%**	**0%**	**79%**
SLE	(sigse/sigsr)s	**8%**	**11%**	**16%**	**9%**	**13%**	**14%**
SLE	(sigse/sigsr)i	**33%**	**44%**	**38%**	**29%**	**40%**	**28%**
SLE	(sigce/sigcr)s	**15%**	**21%**	**27%**	**17%**	**23%**	**24%**
SLE	wk/wklim	**69%**	**95%**	**80%**	**58%**	**90%**	**59%**
	MAX	**69%**	**95%**	**83%**	**68%**	**90%**	**79%**
	MAX	**95%**					

Le verifiche risultano soddisfatte.

3.11. VERIFICHE DELLE SEZIONI

Sezione n°. 01

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000	mm	**Geometria della Sezione:**
H	Altezza sezione rettangolare	1000	mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70	mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70	mm	
d	Altezza utile = H-c	930	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 [(+)]	623.3	kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	618.9	kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0	kNm	
Fi1	1° diametro armatura tesa	22		
Fi2	2° diametro armatura tesa			
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10		
n2	N°. Barre 2° armatura tesa			
As'	Armatura superiore compressa	3801	mmq	
As	Armatura inferiore tesa	3801	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		
Msle	Momento di esercizio [(+)]	379.5	kNm	
Nsle	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		
sigsR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.80 fyk		

Dati di Output:

SLU - Momento e Taglio resistenti

Mrd	Momento ultimo resistente	**1320**	kNm	Coeff.Sfrutt.	**47%**
Vrd	Taglio ultimo resistente	**988**	kN	Coeff.Sfrutt.	**63%**
Trd	Momento torcente ultimo resistente	**12**	kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

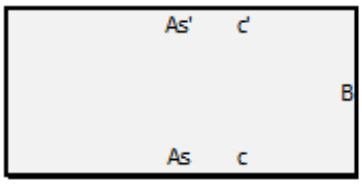
Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	**-29**	Mpa	Coeff.Sfrutt.	**8%**
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	**117**	Mpa	Coeff.Sfrutt.	**33%**
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	**-3**	Mpa	Coeff.Sfrutt.	**15%**
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	**0**	Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	**541**	kNm		
wk	Ampiezza di fessura	**0.14**	mm	Coeff.Sfrutt.	**69%**
				Coeff.Sfrutt.Max	**69%**

Sezione n°. 02

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000	mm	
H	Altezza sezione rettangolare	1000	mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70	mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70	mm	
d	Altezza utile = H-c	930	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 [(+)]	798.2	kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	0.0	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	10		
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0		
As'	Armatura superiore compressa	3801	mmq	
As	Armatura inferiore tesa	3801	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		
Msle	Momento di esercizio [(+)]	510.9	kNm	
Nsle	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		
sigsR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.80 fyk		

Geometria della Sezione:



Dati di Output

SLU - Momento e Taglio resistenti

Mrd	Momento ultimo resistente	**1320**	kNm	Coeff.Sfrutt.	**60%**
Vrd	Taglio ultimo resistente	**988**	kN	Coeff.Sfrutt.	**0%**
Trd	Momento torcente ultimo resistente	**12**	kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

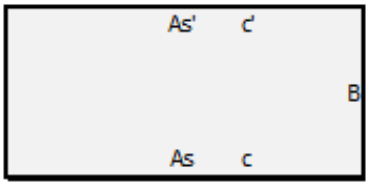
Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	**-40**	Mpa	Coeff.Sfrutt.	**11%**
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	**158**	Mpa	Coeff.Sfrutt.	**44%**
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	**-4**	Mpa	Coeff.Sfrutt.	**21%**
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	**0**	Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	**541**	kNm		
wk	Ampiezza di fessura	**0.19**	mm	Coeff.Sfrutt.	**95%**
				Coeff.Sfrutt.Max	**95%**

Sezione n°. 03

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000	mm	
H	Altezza sezione rettangolare	900	mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70	mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70	mm	
d	Altezza utile = H-c	830	mm	
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30	MPa	
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450	MPa	
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	-253.9	kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	782.1	kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	322.9	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	10		
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0		
As'	Armatura superiore compressa	3801	mmq	
As	Armatura inferiore tesa	3801	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		
Msle	Momento di esercizio [(+)]	532.9	kNm	
Nsle	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	-415.7	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		
sigsR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.80 fyk		

Geometria della Sezione:



Dati di Output:

SLU - Momento e Taglio resistenti

Mrd	Momento ultimo resistente	**1267**	kNm	Coeff.Sfrutt.	**62%**
Vrd	Taglio ultimo resistente	**391**	kN	Coeff.Sfrutt.	**83%**
Trd	Momento torcente ultimo resistente	**0**	kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

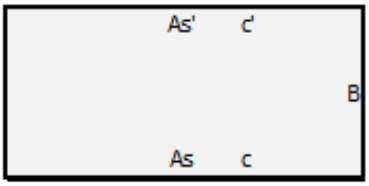
Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	**-56**	Mpa	Coeff.Sfrutt.	**16%**
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	**137**	Mpa	Coeff.Sfrutt.	**38%**
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	**-5**	Mpa	Coeff.Sfrutt.	**27%**
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	**0**	Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	**510**	kNm		
wk	Ampiezza di fessura	**0.16**	mm	Coeff.Sfrutt.	**80%**
				Coeff.Sfrutt.Max	**83%**

Sezione n°. 04

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000	mm	
H	Altezza sezione rettangolare	900	mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70	mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70	mm	
d	Altezza utile = H-c	830	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 [(+)]	575.3	kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	602.5	kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0	kNm	
Fi1	1° diametro armatura tesa	26		
Fi2	2° diametro armatura tesa	0		
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10		
n2	N°. Barre 2° armatura tesa			
As'	Armatura superiore compressa	5309	mmq	
As	Armatura inferiore tesa	5309	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		
Msle	Momento di esercizio [(+)]	422.8	kNm	
Nsle	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		
sigsR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.80 fyk		

Geometria della Sezione:



Dati di Output:

SLU - Momento e Taglio resistenti

Mrd	Momento ultimo resistente	**1619**	kNm	Coeff.Sfrutt.	**36%**
Vrd	Taglio ultimo resistente	**882**	kN	Coeff.Sfrutt.	**68%**
Trd	Momento torcente ultimo resistente	**10**	kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

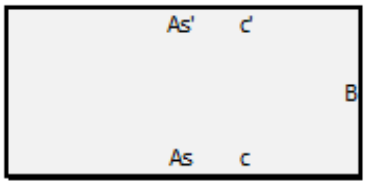
Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	**-33**	Mpa	Coeff.Sfrutt.	**9%**
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	**106**	Mpa	Coeff.Sfrutt.	**29%**
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	**-3**	Mpa	Coeff.Sfrutt.	**17%**
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	**0**	Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	**463**	kNm		
wk	Ampiezza di fessura	**0.12**	mm	Coeff.Sfrutt.	**58%**
				Coeff.Sfrutt.Max	**68%**

Sezione n°. 05

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000	mm	
H	Altezza sezione rettangolare	900	mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70	mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70	mm	
d	Altezza utile = H-c	830	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 [(+)]	914.0	kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	0.0	kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0	kNm	
Fi1	1° diametro armatura tesa	26		
Fi2	2° diametro armatura tesa	0		
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10		
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0		
As'	Armatura superiore compressa	5309	mmq	
As	Armatura inferiore tesa	5309	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		
Msle	Momento di esercizio [(+)]	578.1	kNm	
Nsle	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		
sigsR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.80 fyk		

Geometria della Sezione:



Dati di Output:

SLU - Momento e Taglio resistenti

Mrd	Momento ultimo resistente	**1619**	kNm	Coeff.Sfrutt.	**56%**
Vrd	Taglio ultimo resistente	**882**	kN	Coeff.Sfrutt.	**0%**
Trd	Momento torcente ultimo resistente	**10**	kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

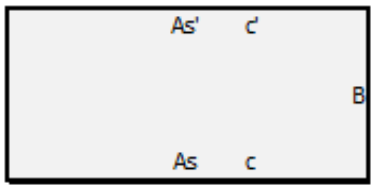
Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	**-46**	Mpa	Coeff.Sfrutt.	**13%**
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	**145**	Mpa	Coeff.Sfrutt.	**40%**
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	**-4**	Mpa	Coeff.Sfrutt.	**23%**
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	**0**	Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	**463**	kNm		
wk	Ampiezza di fessura	**0.18**	mm	Coeff.Sfrutt.	**90%**
				Coeff.Sfrutt.Max	**90%**

Sezione n°. 06

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000	mm	
H	Altezza sezione rettangolare	900	mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70	mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70	mm	
d	Altezza utile = H-c	830	mm	
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30	MPa	
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450	MPa	
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	-366.4	kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	717.5	kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	322.9	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	10		
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0		
As'	Armatura superiore compressa	3801	mmq	
As	Armatura inferiore tesa	3801	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		
Msle	Momento di esercizio [(+)]	464.9	kNm	
Nsle	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	-528.2	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		
sigsR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.80 fyk		

Geometria della Sezione:



Dati di Output:

SLU - Momento e Taglio resistenti

Mrd	Momento ultimo resistente	**1310**	kNm	Coeff.Sfrutt.	**55%**
Vrd	Taglio ultimo resistente	**406**	kN	Coeff.Sfrutt.	**79%**
Trd	Momento torcente ultimo resistente	**0**	kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	**-52**	Mpa	Coeff.Sfrutt.	**14%**
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	**101**	Mpa	Coeff.Sfrutt.	**28%**
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	**-4**	Mpa	Coeff.Sfrutt.	**24%**
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	**0**	Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	**528**	kNm		
wk	Ampiezza di fessura	**0.12**	mm	Coeff.Sfrutt.	**59%**
				Coeff.Sfrutt.Max	**79%**