

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA
LEGGE OBIETTIVO N. 443/01e s.m.i.**

CUP: J14H20000440001

U.O. COORDINAMENTO TERRITORIALE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

**LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA
LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA
NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST**

SOTTOVIA FERROVIARI

**SL01 - SOTTOVIA TANGENZIALE OVEST
RELAZIONE DI CALCOLO SCATOLARE**

SCALA:

-

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

I N 1 0 1 0 D 2 6 C L S L 0 1 0 0 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	P. Cuccino	Set 2021	M. Rigo	Set 2021	C. Mazzocchi	Set 2021	A. Perego Set 2021



File:IN1010D26CLSL0100001A

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA.....	4
2	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	5
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	5
2.2	ELABORATI DI PROGETTO DI RIFERIMENTO.....	6
3	CARATTERISTICHE MATERIALI.....	7
3.1	CALCESTRUZZO.....	7
3.1.1	<i>Magrone</i>	7
3.1.2	<i>Calcestruzzo per soletta di fondazione, piedritti e soletta di copertura</i>	7
3.2	ACCIAIO.....	8
3.2.1	<i>Acciaio di armatura per c.a.</i>	8
4	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	9
5	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	11
6	MODELLO DI CALCOLO.....	12
7	ANALISI DEI CARICHI.....	15
7.1	PESO PROPRIO (PP).....	15
7.2	SOVRACCARICO PERMANENTE (PERM).....	15
7.2.1	<i>Ballast e armamento (G2)</i>	16
7.3	AZIONI SOLLECITANTI ESERCITATE DAI CARICHI AUTOVEICOLI	17
7.4	AZIONI SOLLECITANTI ESERCITATE DAI CARICHI FERROVIARI	20
7.5	AZIONI DI AVVIAMENTO E FRENATURA	23
7.5.1	<i>Azioni termiche uniformi (TU)</i>	24
7.5.2	<i>Azioni termiche differenziali (TF)</i>	24
7.5.3	<i>Ritiro</i>	25
7.6	PERMANENTI PORTATI: SPINTA DEL TERRENO (SPINTA SINISTRO / SOLETTA).....	27

7.7	SOVRASPINTA ACCIDENTALE (CARICO FERROVIAIO QSQ.DX-QSQ.SX).....	28
7.8	AZIONI SISMICHE	29
7.8.1	<i>Carichi Sismici</i>	36
7.9	AZIONI CENTRIFUGA	38
8	VERIFICA AL MARTELLAMENTO.....	40
9	VERIFICHE SLD E SLO.....	40
10	COMBINAZIONI DI CARICO.....	41
11	RISULTATI DELLE ANALISI	49

1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto la progettazione definitiva di opere strutturali relative all'Ingresso Ovest al Nodo AV/AC di Verona Porta Nuova della Tratta AV/AC Brescia-Verona.

L'intervento prevede la realizzazione delle nuove linee, prevalentemente in affiancamento al sedime della attuale Linea Storica Milano-Venezia, nel tratto compreso tra l'intersezione con l'Autostrada del Brennero A22 e la radice est della Stazione Ferroviaria di Verona Porta Nuova, per una estensione di circa 10km. Tali interventi sono funzionali al progetto di linea della Tratta Brescia Est – Verona.

Il progetto prevede la rilocazione della Linea Storica leggermente più a nord al fine di lasciare spazio all'inserimento dei binari della Linea AV/AC. Viene anche prevista la realizzazione di una ulteriore linea denominata "indipendente merci" per il collegamento con la Linea Brennero.

Sono previsti interventi di potenziamento e riconfigurazione della stazione di Verona Porta Nuova e realizzazione di una nuova Sottostazione Elettrica con conseguenti interventi tecnologici per la gestione delle modifiche.

Il progetto comprende tutte le opere atte a consentire l'allaccio e l'interfaccia con le linee storiche esistenti e la risoluzione delle interferenze tra la parte di progetto stesso e l'esistente (viabilità, idrografia, ecc).

In particolare, il presente report illustra le verifiche strutturali della sezione contrassegnata di SL01.



Fig. 1 – Individuazione area d'intervento

	LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST					
	RELAZIONE DI CALCOLO SCATOLARE	COMMESSA IN10	LOTTO 10	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO SL 01 00 001	REV. A

2 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

2.1 Normativa di riferimento

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono effettuate in accordo con le prescrizioni di seguito elencate è conformi alle normative vigenti:

- ✓ Ministero delle Infrastrutture, DM 17 gennaio 2018, «Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni»
- ✓ Ministero delle Infrastrutture e Trasporti, circolare 11 febbraio 2019, n. 617 C.S.LL.PP., «Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018»
- ✓ Manuale di progettazione RFI Opere Civili RFI DTC SIM AI FS 001 E e relative parti e sezioni.
- ✓ Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture, Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento (UNI EN 1991-1-4)
- ✓ Regolamento (UE) N.1299/2014 della Commissione del 18 Novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione europea
- ✓ UNI EN 1998-1:2013 – Strutture in zone sismiche – parte 1: generale ed edifici.
- ✓ UNI EN 1998-2:2011 – Strutture in zone sismiche –parte 2: ponti.
- ✓ UNI EN 1992-1-1: EUROCODICE 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

RELAZIONE DI CALCOLO SCATOLARE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	SL 01 00 001	A	6 di 60

2.2 Elaborati di progetto di riferimento

RELAZIONE TECNICA DESCRITTIVA	IN10	10	D	26	RG	SL0100	001	A	SL01
RELAZIONE DI CALCOLO SCATOLARE	IN10	10	D	26	CL	SL0100	001	A	SL01
RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICA FUNZIONALITÀ TRATTO SOTTOPASSO ESISTENTE	IN10	10	D	26	CL	SL0100	002	A	SL01
RELAZIONE DI CALCOLO MURI A U DI SOSTEGNO DELLE RAMPE	IN10	10	D	26	CL	SL0100	003	A	SL01
PLANIMETRIA DI PROGETTO SU CARTOGRAFIA	IN10	10	D	26	P9	SL0100	001	A	SL01
PLANIMETRIA DI PROGETTO SU ORTOFOTO	IN10	10	D	26	P9	SL0100	002	A	SL01
PIANTA SCAVI	IN10	10	D	26	P9	SL0100	003	A	SL01
CARPENTERIA - PIANTE E SEZIONI TAV. 1/2	IN10	10	D	26	PA	SL0100	001	A	SL01
CARPENTERIA - PIANTE E SEZIONI TAV. 2/2	IN10	10	D	26	PA	SL0100	002	A	SL01
SEZIONI LONGITUDINALI E TRASVERSALI	IN10	10	D	26	BA	SL0100	001	A	SL01
FASI COSTRUTTIVE PIANTE	IN10	10	D	26	PB	SL0100	001	A	SL01
FASI COSTRUTTIVE SEZIONI E CARPENTERIA	IN10	10	D	26	PB	SL0100	002	A	SL01
PARTICOLARI, DETTAGLIO ZONE DI TRANSIZIONE E FINITURE	IN10	10	D	26	BZ	SL0100	001	A	SL01
RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	IN10	10	D	26	CL	SL0100	004	A	SL01
OPERE PROVVISORIALI	IN10	10	D	26	BZ	SL0100	002	A	SL01

3 CARATTERISTICHE MATERIALI

3.1 Calcestruzzo

3.1.1 Magrone

Classe di resistenza = C12/15

3.1.2 Calcestruzzo per soletta di fondazione, piedritti e soletta di copertura

γ_c = peso specifico = 25.00 kN/m³

Classe di resistenza = C30/37

R_{ck} = resistenza cubica = 37.00 N/mm²

f_{ck} = resistenza cilindrica caratteristica = 0.83 R_{ck} = 30.0 N/mm²

f_{cm} = resistenza cilindrica media = $f_{ck} + 8$ = 38.0 N/mm²

f_{cd} = resistenza di calcolo a compressione = $\alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c$ = 0.85 * 30/1.5 = 17.0 N/mm²

f_{ctm} = resistenza a trazione media = 0.30 * $f_{ck}^{2/3}$ = 2.90 N/mm²

f_{ctm} = resistenza a traz. per flessione media = 1.20 * f_{ctm} = 3.63 N/mm²

f_{ctk} = resistenza a traz. per flessione caratt. = 0.70 * f_{ctm} = 2.12 N/mm²

E_{cm} = modulo elast. tra 0 e 0.40 f_{cm} = 22000 * $(f_{cm}/10)^{0.3}$ = 33345 N/mm²

σ_c = Resistenza a compressione (Comb. Rara) = 0.6 * f_{ck} = 18.0 N/mm²

σ_c = Resistenza a compressione (Comb. Quasi Permanente) = 0.45 * f_{ck} = 13.5 N/mm²

3.2 Acciaio

3.2.1 Acciaio di armatura per c.a.

Tipo = B 450 C

γ_a = peso specifico = 78.50 kN/m³

$f_{y \text{ nom}}$ = tensione nominale di snervamento = 450 N/mm²

$f_{t \text{ nom}}$ = tensione nominale di rottura = 540 N/mm²

$f_{yk \text{ min}}$ = minima tensione caratteristica di snervamento = 450 N/mm²

$f_{tk \text{ min}}$ = minima tensione caratteristica di rottura = 540 N/mm²

$(f_t/f_y)_{k \text{ min}}$ = minimo rapporto tra i valori caratteristici = 1.15

$(f_t/f_y)_{k \text{ max}}$ = massimo rapporto tra i valori caratteristici = 1.35

$(f_y/f_{y \text{ nom}})_k$ = massimo rapporto tra i valori nominali = 1.25

$(A_{gt})_k$ = allungamento caratteristico sotto carico massimo = 7.5 %

φ_{min} = minimo diametro consentito delle barre = 6 mm

φ_{max} = massimo diametro consentito delle barre = 40 mm

E = modulo di elasticità dell'acciaio = 206000 N/mm²

α_T = coefficiente di dilatazione termica = 0.00001 °C⁻¹

4 DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'opera oggetto della presente relazione è uno scatolare realizzato interamente in cemento armato gettato in opera, caratterizzato da uno vano.

L'altezza netta interna dello scatolare è 6.6m. Lo spessore della soletta superiore è 1.10m, dei piedritti è pari a 1.10m e del solettone di fondo è pari a 1.30m. Il manufatto è gettato in uno concio di dimensioni in pianta pari a 54.33x16.25 metri ed ha un'altezza complessiva di 9.0 m; il calcolo è stato effettuato considerando una sezione di profondità unitaria.

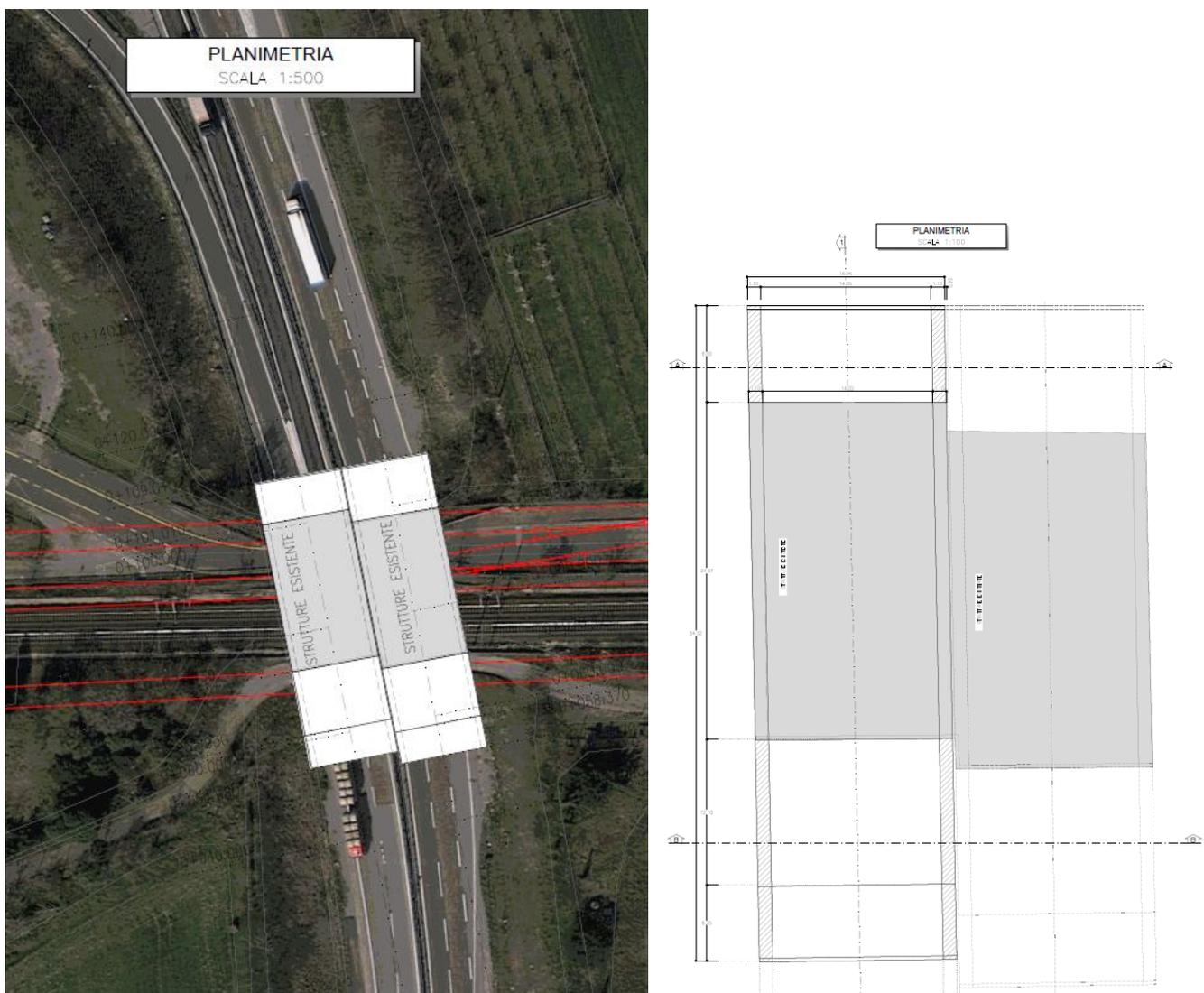


Fig. 2 – Planimetria generale

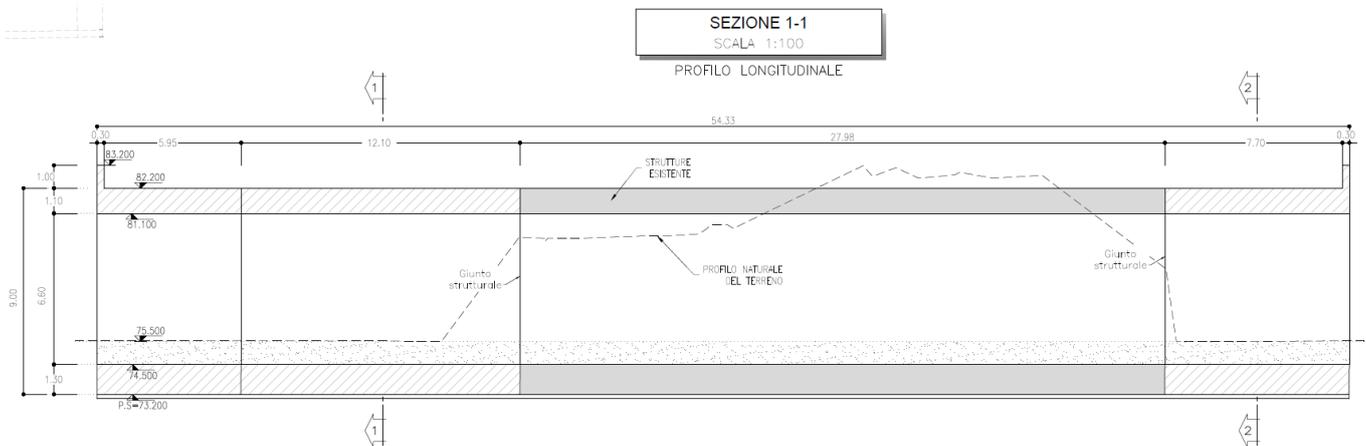


Fig. 3 – Sezione longitudinale

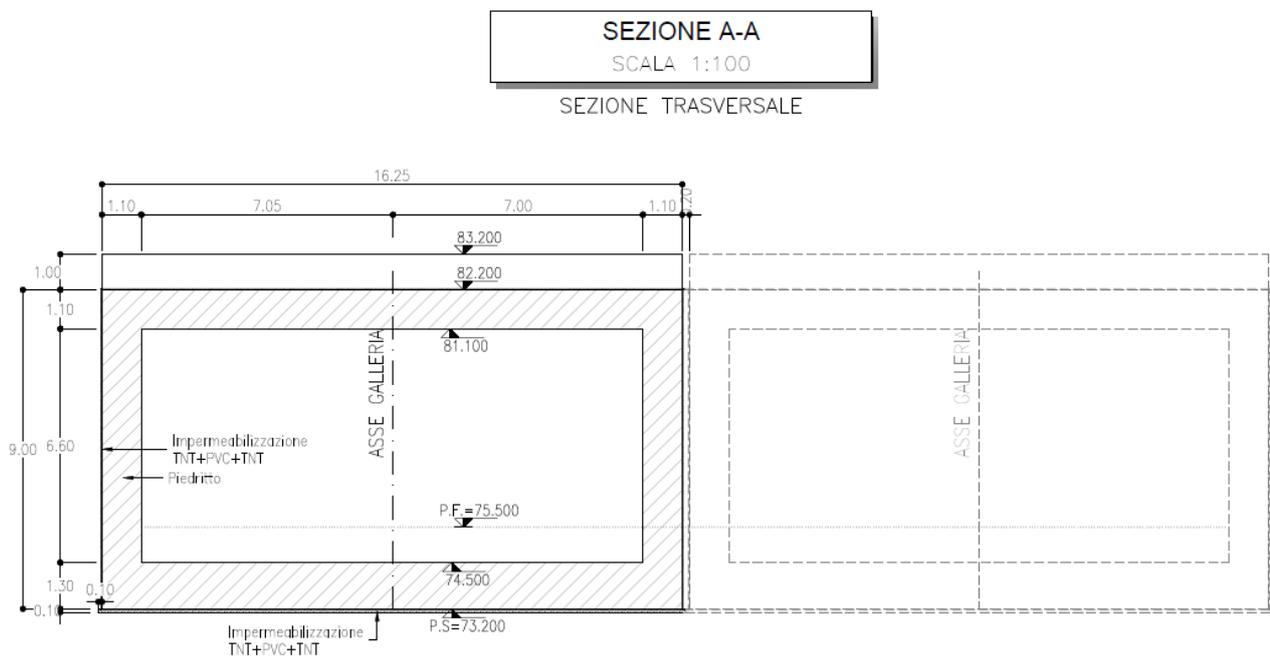


Fig. 4 – Sezione trasversale di calcolo – sezione

5 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Per l'inquadramento geotecnico dell'opera si riporta l'estratto dell'elaborato Relazione Geotecnica da cui si riportano i dati geotecnici fondamentali di interesse.

Tabelle contenenti la stratigrafia di progetto per l'opera in esame e i relativi parametri geotecnici di calcolo:

Strato	Profondità da (m da p.c.)	Profondità a (m da p.c.)	Descrizione	Peso di volume γ [kN/m ³]	Tipo di terreno	Angolo di resistenza al taglio ϕ' (°)	C' (kPa)	Modulo elastico Eop (MPa)
1	0.00	5.00	GP	19.00	MR/GP	39.00	0.00	41.00

Fig. 5 – Caratteristiche meccaniche del terreno

6 MODELLO DI CALCOLO

La struttura viene schematizzata con un modello di calcolo a telaio chiuso su un letto di molle alla Winkler mediante un'analisi elastico-lineare svolta con il programma di calcolo agli elementi finiti SAP2000 v.20.1 (Computers and Structures®). Gli elementi frame che schematizzano il telaio piano hanno una sezione rettangolare di larghezza 1.0m ed altezza pari a:

- soletta superiore $h = 1.10\text{m}$
- piedritti destra / sinistra $h = 1.10\text{ m}$
- fondazione $h = 1.30\text{ m}$

Il modulo elastico del materiale assegnato agli elementi asta è assunto:

- Struttura in elevazione $E = 33346\text{ N/mm}^2$: $\text{cls Rck} = 37\text{N/mm}^2$

Nelle successive figure si riporta lo schema di calcolo adottato con la numerazione dei nodi (Figura 4) .



Fig. 6 – Modellazione unilaterale dello scatolare

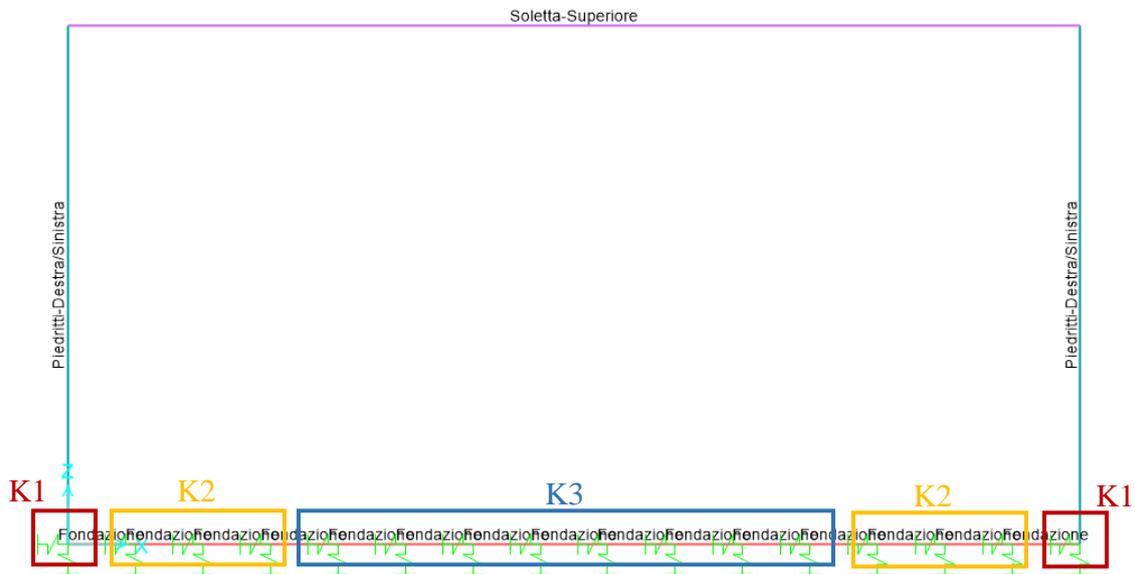


Fig. 7 – Vincoli alla base del modello di calcolo

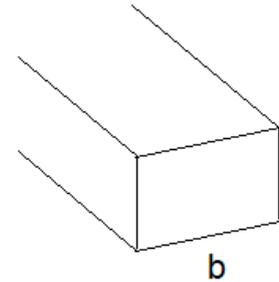
La fondazione è appoggiata su un insieme di molle elastiche che simulano la risposta del terreno di fondazione sottostante (molle alla Winkler calibrate sul modello geotecnico del terreno).

Per la modellazione del terreno si considera la trave su suolo elastico, modellata con l'utilizzo di molle alla Winkler, aventi la seguente rigidezza (Vesic, 1965):

Per cui risulta:

$$K = \frac{0.65E}{1-\nu^2} \sqrt[12]{\frac{Eb^4}{(EJ)_{fond}}}$$

E= 41000 kN/mq modulo elastico del terreno
 ν= 0.3 coeff. di Poisson



trave di fondazione

b= 1.00 m dimensione trasversale trave
 h= 1.30 m altezza trave
 J= 0.183083 m⁴ inerzia trave
 Rck= 37 Mpa
 Ec= 34671746 kN/mq modulo di elasticità cls

K= 19238 kN/mc modulo di reazione lineare sulla trave



i =	1.05m			
		Kv	Kh	
K3	19238*1.05	20200	6733	kN/m
K1-S	2*19238 *(1.1/2 +1.05/2) =	41363	13788	kN/m
K1-D	2*19238 *(1.1/2 +1.05/2) =	41363	13788	kN/m
K2	1.5*K1	28858	9619	kN/m

Tabella 1 – Calcolo della rigidezza di fondazione

7 ANALISI DEI CARICHI

7.1 Peso proprio (PP)

Il peso proprio è stato considerato ponendo il peso per unità di volume del calcestruzzo armato pari a $\gamma = 25.0$ kN/m³.

7.2 Sovraccarico permanente (PERM)

Sul solettone fondazione si considera uno spessore medio del massetto delle pendenze e finiture $s_b = 0.5$ m con peso per unità di volume $\gamma_b = 24.00$ kN/m³

$$G2 = 0.5\text{m} \times 24.00\text{kN/m}^3 = 12 \text{ kN/m}$$

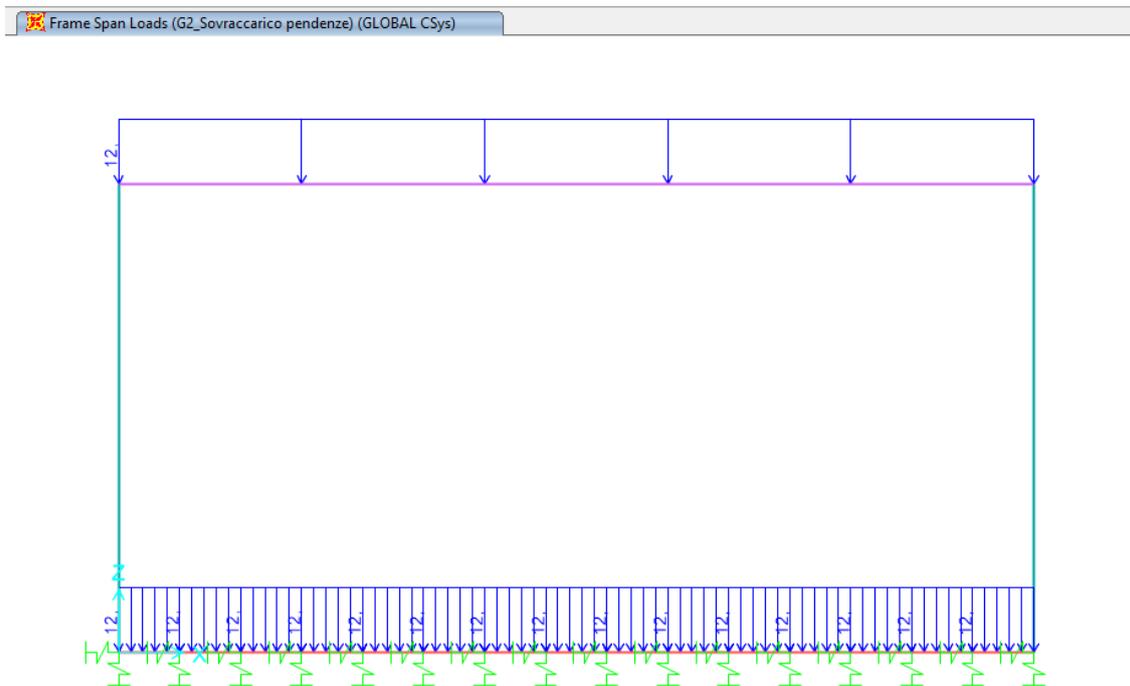


Fig. 8 – Sovraccarico permanente

7.2.1 Ballast e armamento (G2)

Sul solettone superiore si considera uno spessore di ballast e armamento de linea ferroviaria pari a 0.80 m con peso di unità di volume $\gamma_{\text{pav_str}} = 18.00\text{kN/m}^3$ distribuito su tutta larghezza dela soletta fondazione .

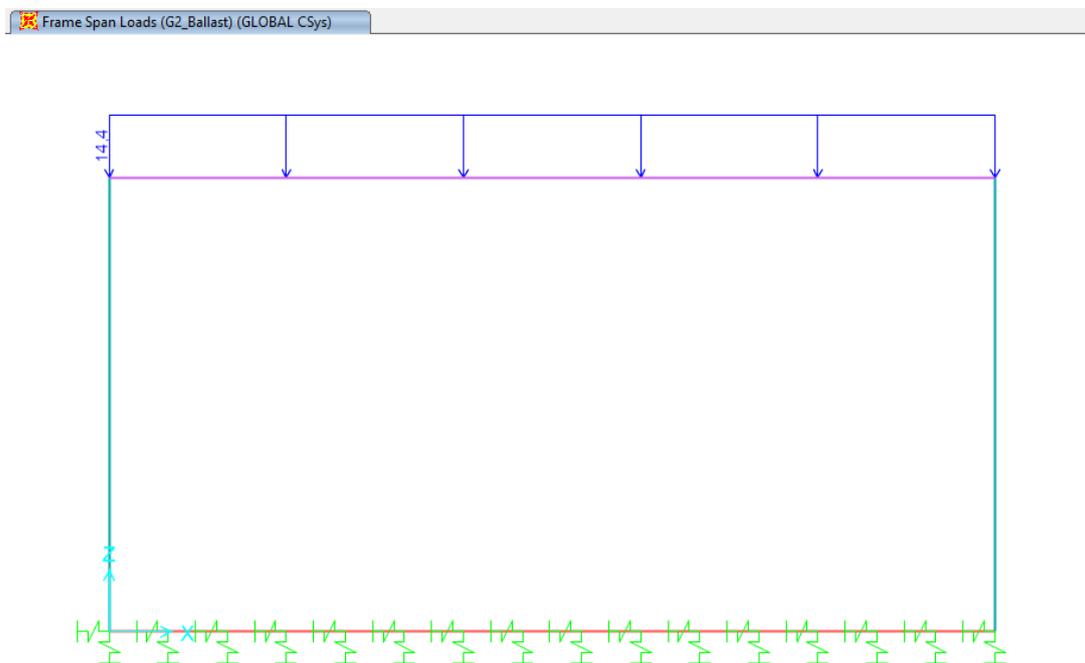


Fig. 9 – G2_Ballast armamento

7.3 Azioni sollecitanti esercitate dai carichi autoveicoli

Per il carico stradale si è applicato quanto previsto nelle Norme tecniche per le costruzioni NTC2018.

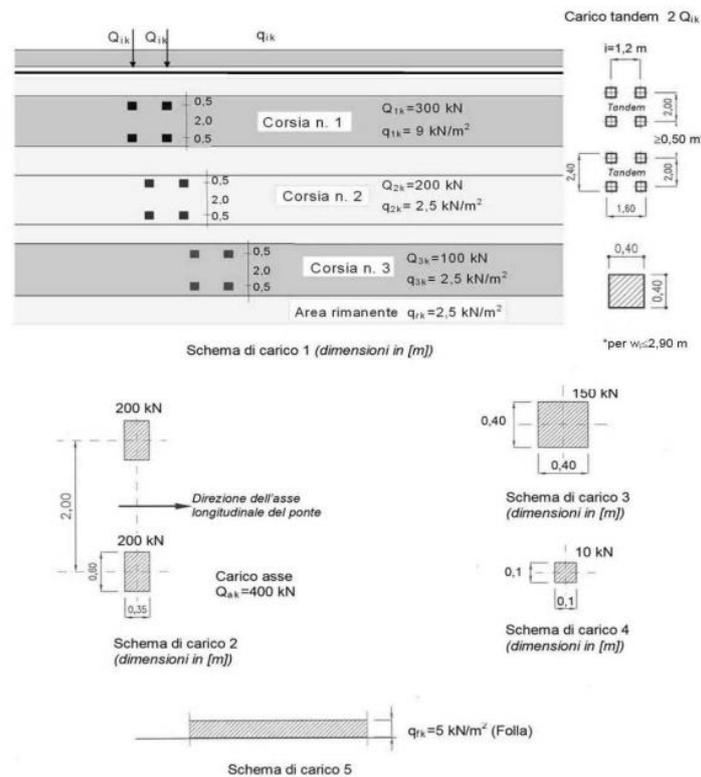


Fig. 10 – Carico stradale

I carichi concentrati mobili (carico tandem) sono ripartiti sull'impalcato mediante una diffusione a 45° in direzione longitudinale e trasversale a partire dall'estradosso della pavimentazione stradale fino alla linea d'asse della soletta.

- $q = 150 \text{ kN} / (3,5 \text{ m} \times 3,5 \text{ m}) = 12,5 \text{ kN/m}^2$ corsia 1
- $q = 100 \text{ kN} / (3,5 \text{ m} \times 3,5 \text{ m}) = 8,3 \text{ kN/m}^2$ corsia 2
- $q = 50 \text{ kN} / (3,5 \text{ m} \times 3,5 \text{ m}) = 4,2 \text{ kN/m}^2$ corsia 3

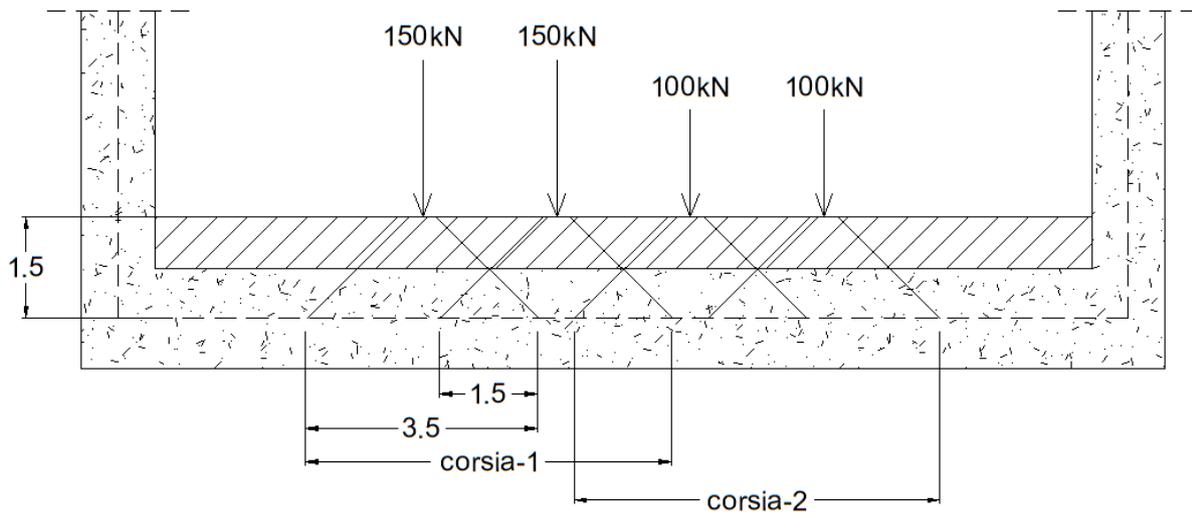


Fig. 11 – Carico stradale

Nella striscia in direzione longitudinale di 1 metro il tratto di sovrapposizione risulta pari a:

$$L_{sovr} = 1.5 \text{ m}$$

Tenendo quindi in conto la sovrapposizione longitudinale delle impronte di carico diffuse, il carico ripartito trasversalmente sull'elemento soletta risulta pari a : $Q = P / A$

$$A = (3.5 * 2 - 1.5) * 3.5 = 19.25 \text{ m}^2$$

da cui:

$$Q = 300 / 19.25 = 15.6 \text{ kN/m}^2 \text{ (+ 9 kN/m}^2\text{)} \quad \text{corsia 1}$$

$$Q = 200 / 19.25 = 10.3 \text{ kN/m}^2 \text{ (+ 2.5 kN/m}^2\text{)} \quad \text{corsia 2}$$

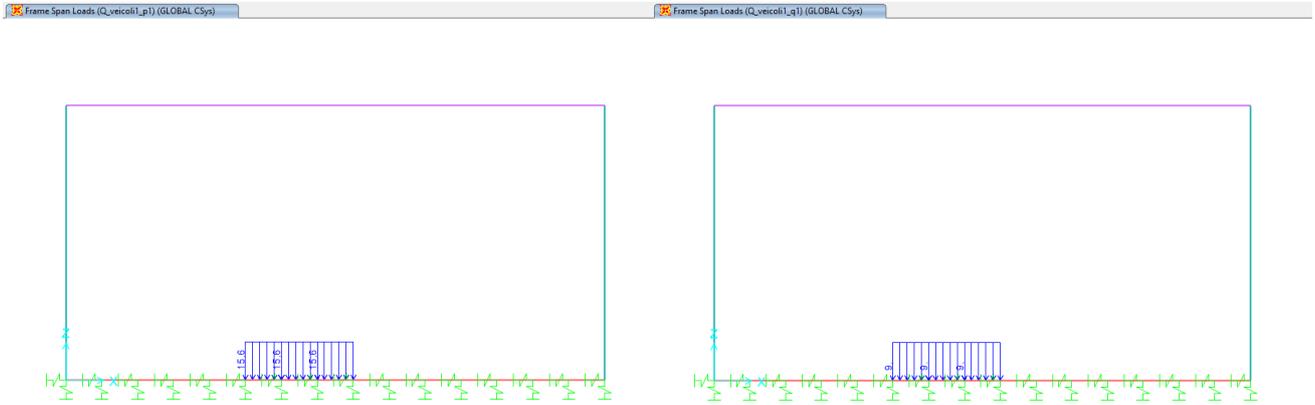


Fig. 12 – $Q_{veicoli1_p1}$ - $Q_{veicoli1_q1}$ - Carichi autoveicoli

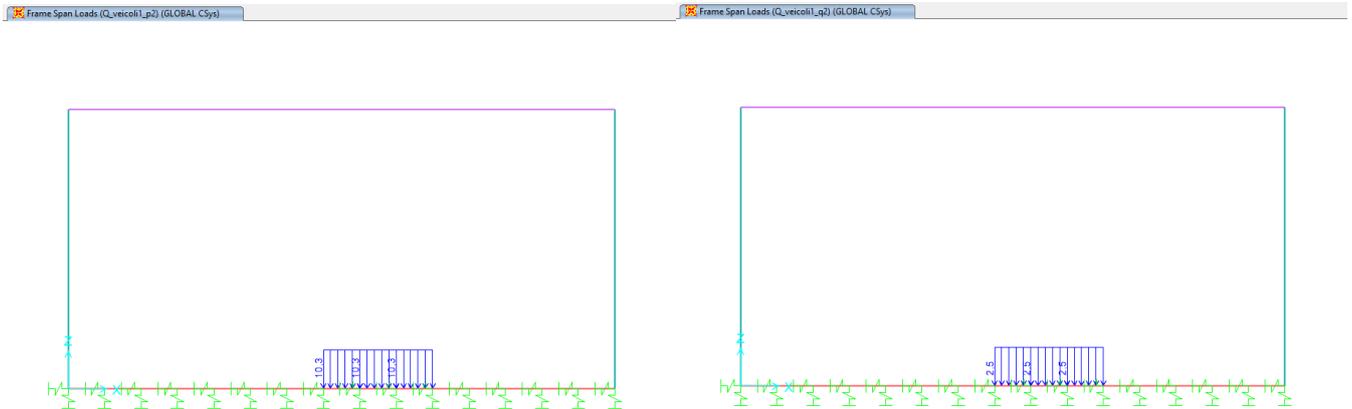


Fig. 13 – $Q_{veicoli1_p2}$ - $Q_{veicoli1_q2}$ - Carichi autoveicoli

7.4 Azioni sollecitanti esercitate dai carichi ferroviari

Il carico verticale ferroviario è definito per mezzo di diversi modelli di carico: in particolare sono forniti due treni di carico distinti, il primo rappresentativo del traffico normale LM71, il secondo rappresentativo del traffico pesante SW2.

Coefficiente di adattamento α

I valori dei suddetti carichi relativi alla configurazione LM71 e SW2 dovranno essere moltiplicati per un coefficiente di adattamento, variabile in ragione della tipologia dell'Infrastruttura (ferrovia ordinaria, ferrovia leggera metropolitana), viene di seguito riportata la tabella con la variabilità del coefficiente in base al tipo di linea o categoria di linea.

Tipi di linea o categorie di linea STI	Valore minimo del fattore alfa (α)
IV	1.1
V	1.0
VI	1.1
VII-P	0.83
VII-F, VII-M	0.91

Tabella 2 – Coefficiente di adattamento

Per completezza di informazioni viene di seguito riportata la tabella attinente alla categorie di linea STI per il sottosistema Infrastruttura del sistema ferroviario convenzionale:

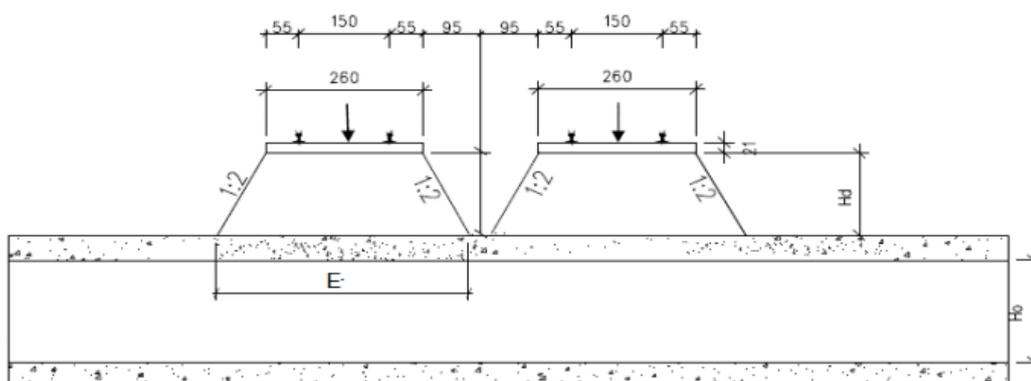


Fig. 14 – Diffusione del carico ferroviario

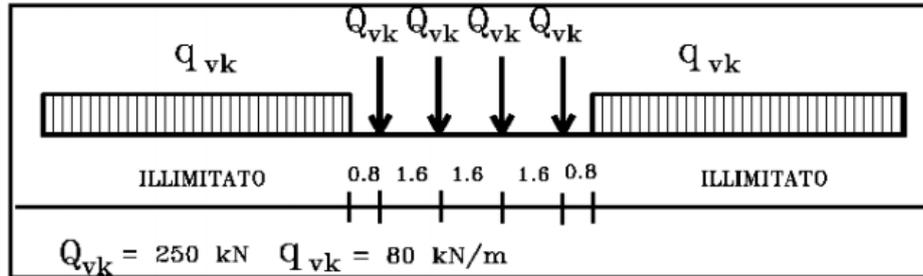


Fig. 15 –Modello di carico LM71

$H_d \approx 1.5 \text{ m}$

$L_{net} = 14.05 \text{ m}$

$\Phi_1 = 1.4$

$\Phi_2 = [2.16 / (L_{clear}^{0.5} - 0.2)] + 0.73 = 1.34$

diffondere il carico del treno = $80 \times 1.4 \times 1.34 = 150.08 \text{ kN/m}$

carico del treno singolo = $250 \times 1.4 \times 1.34 = 469 \text{ kN}$

$E = 4.1 \text{ m}$

$A = 4.1 \times 1.6 = 6.56 \text{ m}^2$

Carico LM71 → $W_{trn}(\text{singolo}) = 469 / 6.56 = 71.5 \text{ kN/m}^2$

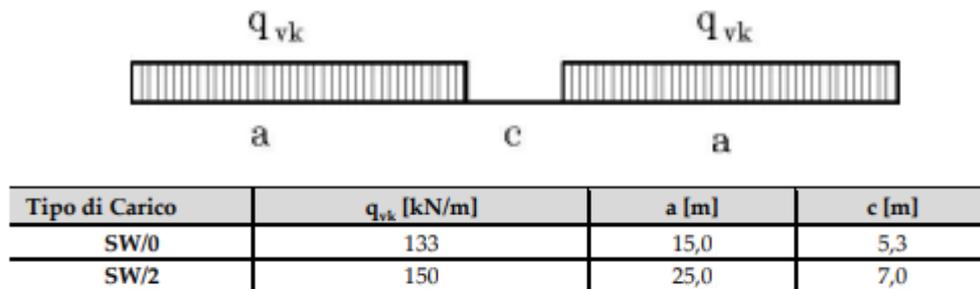


Fig. 16 –Modello di carico SW

$E = 4.1m$

Carico SW \rightarrow diffondere il carico del treno = $150,08 / 4.1 = 36.6 \text{ kN/m}^2$

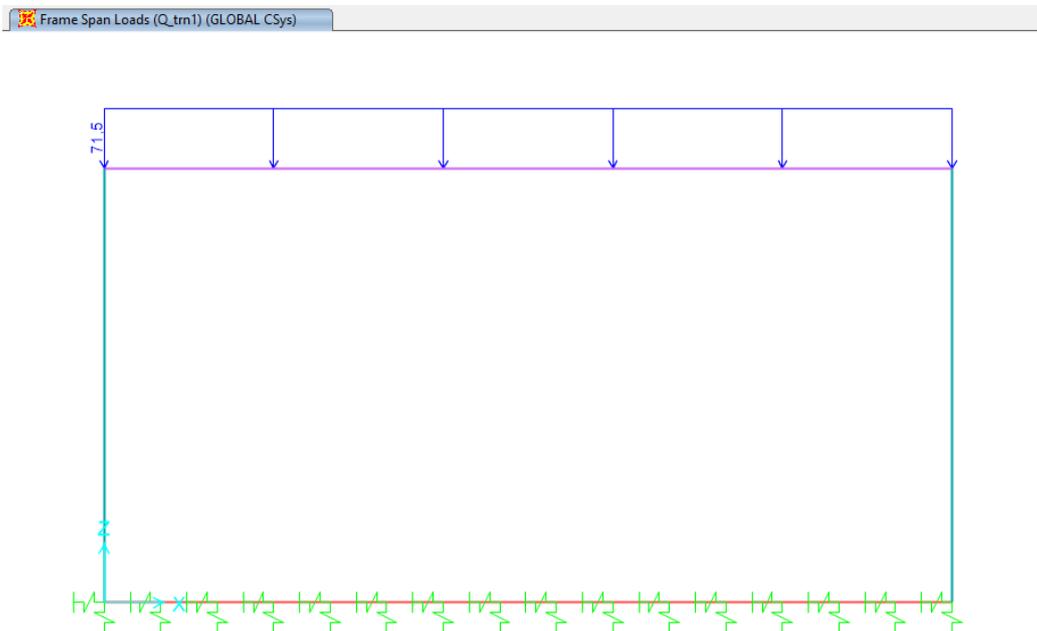


Fig. 17 –Qtrn1 – Carico del treno sfalsato

7.5 Azioni di avviamento e frenatura

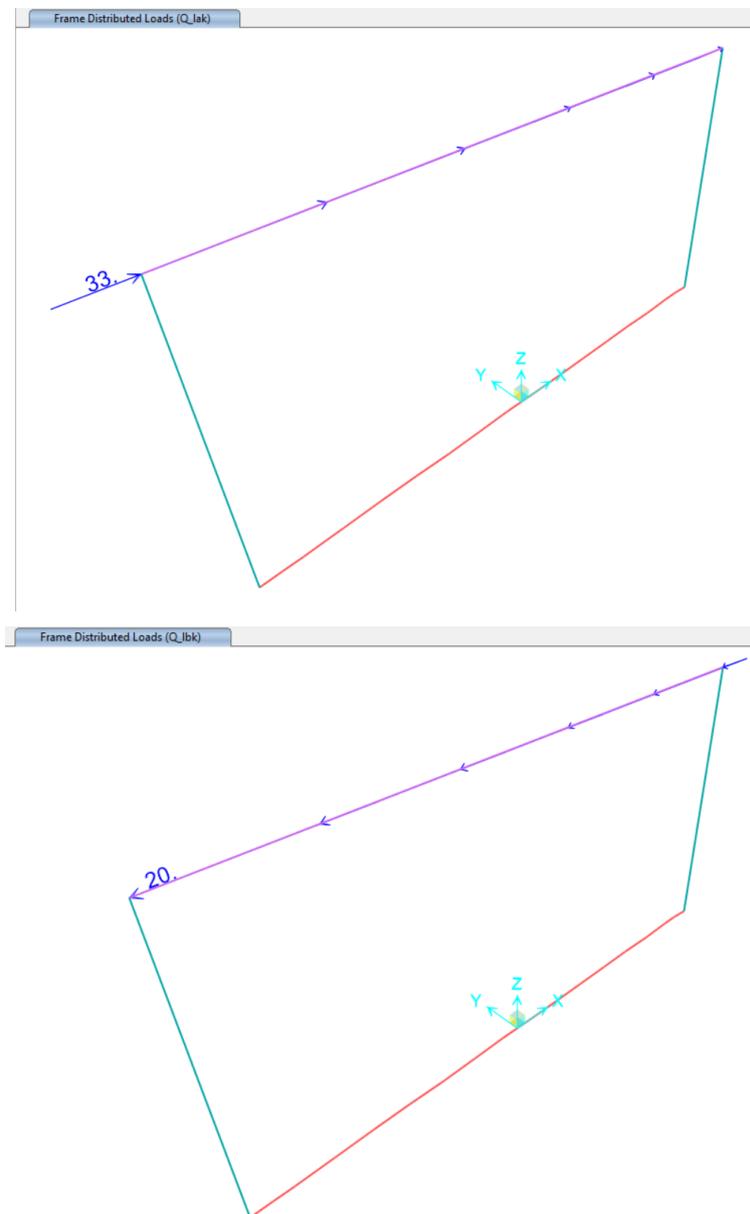
I valori caratteristici da considerare sono i seguenti:

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

$Q_{la,k} = 33 \text{ kN/m} \times 29\text{m} = 957 \text{ kN} \leq 1000 \text{ kN}$

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

$Q_{lb,k} = 20 \text{ kN/m} \times 29\text{m} = 580 \text{ kN} \leq 6000 \text{ kN}$



7.5.1 Azioni termiche uniformi (TU)

Si considera una variazione termica uniforme $\Delta T = 15.0^{\circ}\text{C}$ sugli elementi della struttura in elevazione, adottando per il coefficiente di dilatazione termica un valore $\alpha = 10 \times 10^{-6}$.

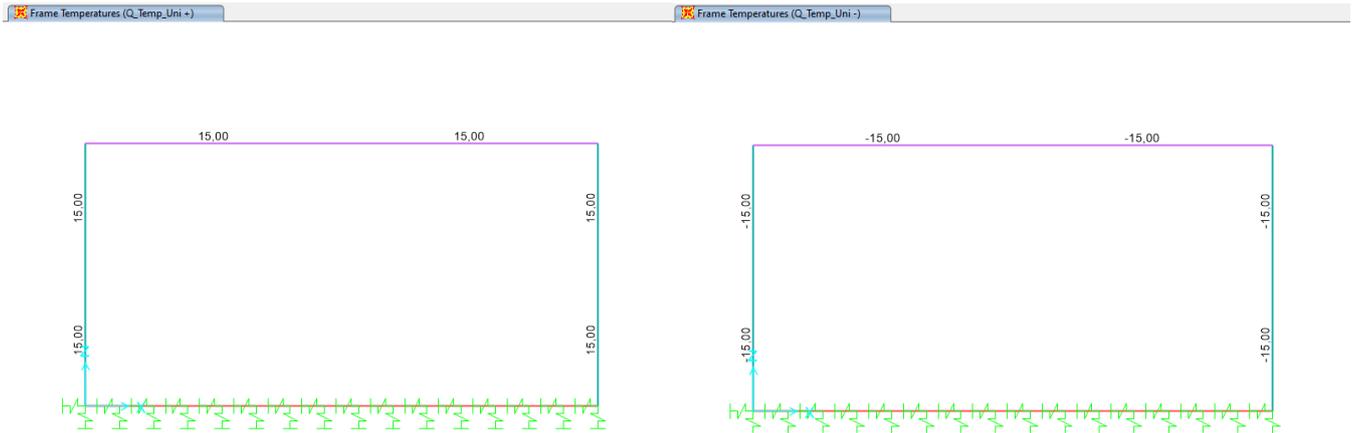


Fig. 18 – Q_Temp_Uni +/-: Forza termiche uniformi

7.5.2 Azioni termiche differenziali (TF)

Si considera una variazione termica differenziale $\Delta T = 5.0^{\circ}\text{C}$ su tutti gli elementi della struttura in elevazione, adottando per il coefficiente di dilatazione termica un valore $\alpha = 10 \times 10^{-6}$.

Q_Temp_Farfalla:

Piedritti : $(\pm \Delta t \times 2) / h = 5.0^{\circ}\text{C} \times 2 / 1.1\text{m} = \pm 9.1^{\circ}\text{C}$

Soletta : $5.0^{\circ}\text{C} \times 2 / 1.1\text{m} = \pm 9.1^{\circ}\text{C}$

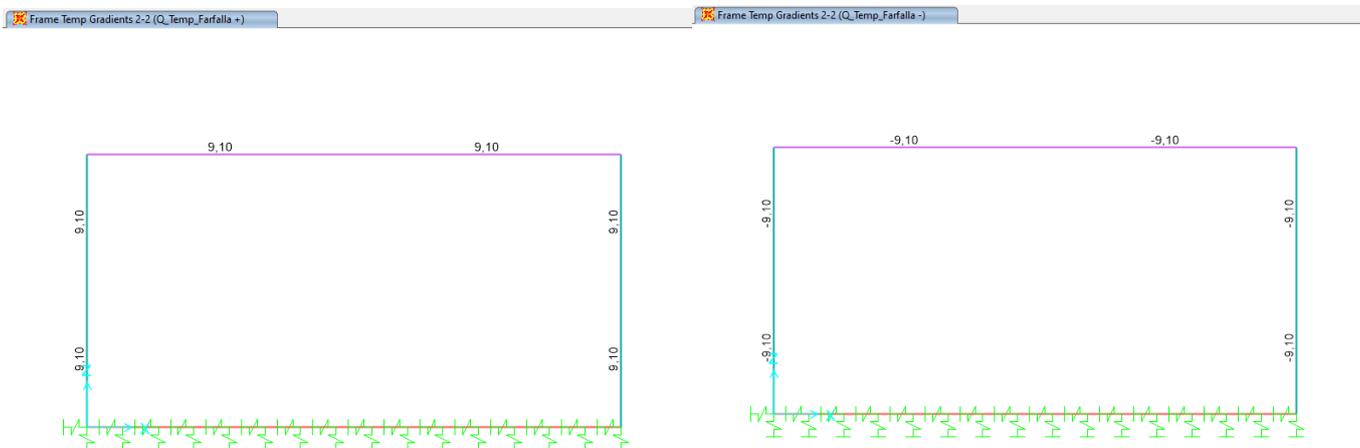


Fig. 19 – Q_Temp_Farfalla+/-: Forza termiche differenziali

7.5.3 Ritiro

Si considera una variazione termica uniforme equivalente $\Delta T = -9.47^\circ\text{C}$ sulla soletta superiore. Il calcolo viene condotto secondo le indicazioni nell'EUROCODICE 2-UNI EN1992-1-1 Novembre 2005 e D.M.17-01-2018.

Coefficiente di viscosità		
$\varphi(t,t_0)=\varphi_0*\beta_c(t,t_0)$	2,6685	creep coefficient
$\varphi_0=\varphi_{RH}*\beta(f_{cm})*\beta(t_0)=$	2,7134	nominal creep coefficient
φ_{RH}	1,2268	per $f_{cm}>35$ Mpa
φ_{RH}		per $f_{cm}\leq 35$ Mpa
RH	75 [%]	
$\beta(f_{cm})$	2,7619	
$\beta(t_0)$	0,8008	
h_0	1000 [mm]	
A_c	10000 [cm ²]	
u	200 [cm]	
$\beta_c(t,t_0)$	0,9835	
t	25550 [days]	
t_0	2 [days]	
$t-t_0$	25548 [days]	
β_H	1968,29	per $f_{cm}>35$ Mpa
β_H		per $f_{cm}\leq 35$ Mpa
α_1	0,9618	
α_2	0,9889	
α_3	0,9726	
f_{cm}	37,00 [MPa]	
f_{ck}	30,00 [MPa]	

DEFORMAZIONE TOTALE DA RITIRO		
$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} =$	0,000347583	deformazione totale da ritiro
$\epsilon_{cd} =$	0,000297583	deformazione da ritiro per essiccamento
$\epsilon_{ca} =$	5E-05	deformazione da ritiro autogeno
DEFORMAZIONE DA RITIRO PER ESSICCAMENTO		
$\epsilon_{cd\infty} = k_h * \epsilon_{cd0}$	0,000312317	
$\epsilon_{cd0} =$	0,000446167	appendix B for ϵ_{cd0}
$\alpha_{ds1} =$	6	CLS class R
$\alpha_{ds2} =$	0,11	CLS class R
$\beta_{RH} =$	0,8961	
$RH_0 =$	100	[%]
$f_{cm0} =$	10	[MPa]
$\beta_{ds}(t, ts) =$	0,952824553	
t	25550	
ts	2	
DEFORMAZIONE DA RITIRO AUTOGENO		
$\beta_{as}(t) =$	1	
t	25550	
$\epsilon_{ca}(\infty) =$	0,00005	coefficiente di dilatazione termica
$\Delta T_{rit} =$	9,47	

Frame Temperatures (Q_Ritiro)

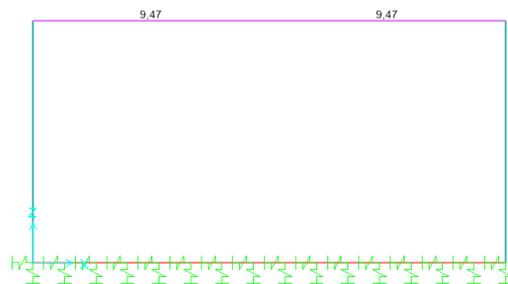


Fig. 20 – Q_Ritiro

7.6 Permanenti portati: spinta del terreno (Spinta Sinistro / Soletto)

Le spinte del terreno di rinfiaccio vengono calcolate assumendo alternativamente uno scenario di spinta non equilibrata sui due piedritti con spinta a riposo sul piedritto destro e spinta a riposo ridotta a 0.80 sul piedritto sinistro. Il caso opposto non viene considerato a causa della natura simmetrica della struttura.

I caratteristici del riempimento usato sono:

- peso di volume $\gamma = 19 \text{ kN/mc}$;

- angolo di attrito $\phi' = 39^\circ$;

- coesione efficace $c' = 0$

$$K_0 = 1 - \text{sen } \phi = 1 - \text{sen}(39^\circ) = 0.371$$

$$\text{Spinta sinistra in asse a soletta sup. } P1 = H1 * K_0 * \gamma = 0.70\text{m} * 0.371 * 19\text{kN/m}^3 = 5.11\text{kN/m}^2$$

$$\text{Spinta sinistra in asse a soletta inf. } P2 = H2 * K_0 * \gamma = 7.80\text{m} * 0.371 * 19\text{kN/m}^3 = 56.96 \text{ kN/m}^2$$

Frame Span Loads (G3_SP_dx_Spinta sinistra) (GLOBAL CSys)

Frame Span Loads (G3_SP_dx_Spinta destra) (GLOBAL CSys)

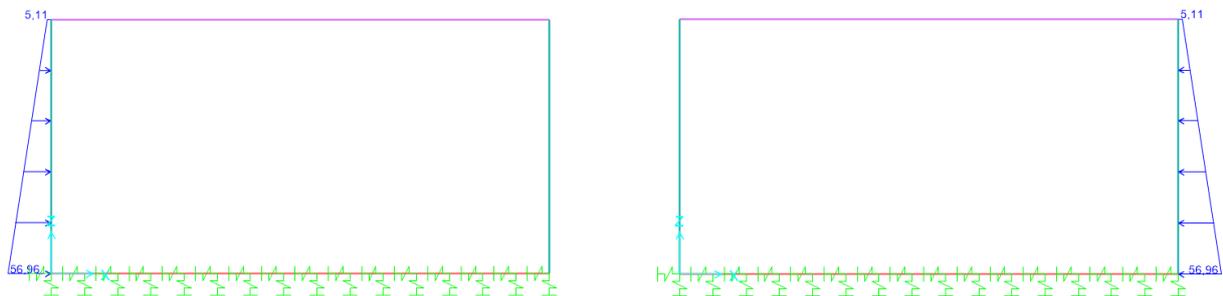


Fig. 21 – Spinta Sinistro e – Spinta Destra (permanenti)

7.7 Sovrappinta accidentale (carico ferroviario QSQ.dx-QSQ.sx)

La sovrappinta dovuta al passaggio ferroviario in superficie è stata presa in considerazione sul piedritto.

$$W_{trn}(\text{diffondere-sovraccarico}) = 71.5 \times (1 - \sin\theta') = 28.7 \text{ kN/m}$$

$$QSQ.dx = QSQ.sx = 28.7 \text{ kN/m}$$

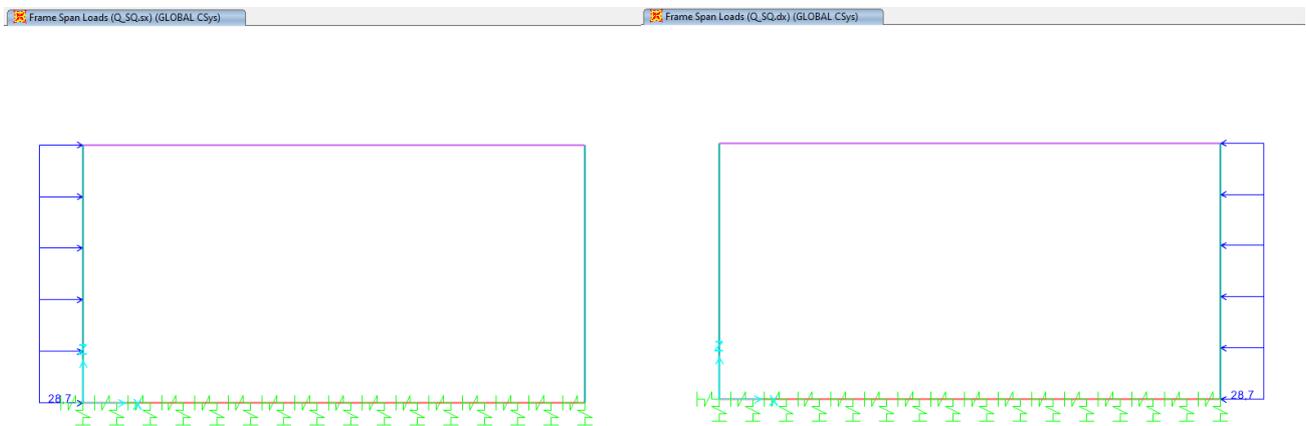


Fig. 22 – Spinta Sinistro e – Spinta Destra (accidentale)

	LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST					
	RELAZIONE DI CALCOLO SCATOLARE	COMMESSA IN10	LOTTO 10	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO SL 01 00 001	REV. A

7.8 Azioni sismiche

In condizioni sismiche, il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

- nei confronti degli stati limite di esercizio siano rispettate le verifiche relative allo Stato Limite di Danno;
- nei confronti degli stati limite ultimi siano rispettate le verifiche relative allo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l'opera a realizzarsi deve assolvere durante un evento sismico; nel caso di specie per la funzione che l'opera deve espletare nella sua vita utile, è significativo calcolare lo Stato Limite di Danno (SLD) per l'esercizio e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

Per la definizione dell'azione sismica si assumono i seguenti parametri di base:

- Categoria di suolo: **B**
- Categoria topografica: **T1**
- Vita nominale: **VN = 75 anni;**
- Classe d'uso : **IV;**
- Coeff. d'uso: **$c_u = 2.0$**
- Periodo di riferimento per l'azione sismica: **$VR = VN \times c_u = 150$ anni**

I parametri che definiscono l'azione sismica, calcolati mediante il documento excel Spettri-NTC.ver.1.0.3.xls fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, vengono di seguito riportati:

Individuazione della pericolosità sismica del sito

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

Elaborazioni grafiche

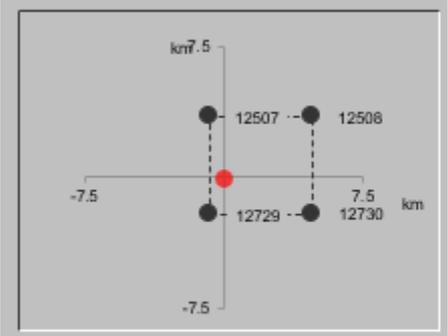
Grafici spettri di risposta ▶

Variabilità dei parametri ▶

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri ▶

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta



Interpolazione

La "Ricerca per comune" utilizza le ... coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che ... all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Scelta della strategia di progettazione

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

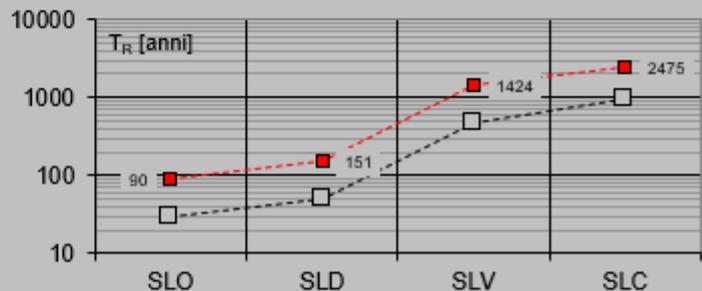
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	{ SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="90"/>
	{ SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="151"/>
Stati limite ultimi - SLU	{ SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="1424"/>
	{ SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="2475"/>

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
-■..... Strategia scelta

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

Determinazione dell'azione di progetto SLV

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV**

Risposta sismica

Categoria di sottosuolo **B**

$S_S =$

$C_C =$

Categoria topografica **T1**

$h/H =$

$S_T =$

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento ξ (%)

$\eta =$

Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore q_o

Regol. in altezza **si**

Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore q

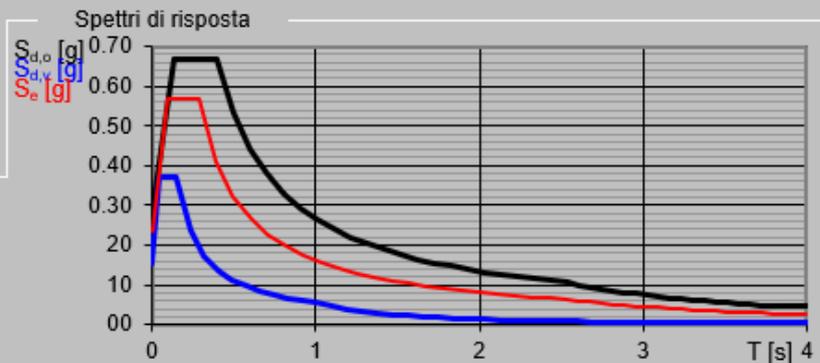
$\eta = 1/q =$

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta

Parametri e punti spettri di risposta

- Spettro di progetto - componente orizzontale
- Spettro di progetto - componente verticale
- Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)



INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale e' verticale per lo stato SLV

SLV-Orizzontale
Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV	
a_g	0.233	g
F_0	2.434	
T_c^*	0.284	s
S_g	1.173	
C_c	1.415	
S_T	1.000	
q	1.000	

Parametri dipendenti

S	1.173	
η	1.000	
T_c	0.401	s
T_B	0.134	s
T_D	2.534	s

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_g \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)
 $\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q$ (NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5)
 $T_B = T_c^* / 3$ (NTC-07 Eq. 3.2.8)
 $T_c = C_c \cdot T_c^*$ (NTC-07 Eq. 3.2.7)
 $T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6$ (NTC-07 Eq. 3.2.9)

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$0 \leq T < T_B \quad S_g(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$
 $T_B \leq T < T_c \quad S_g(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$
 $T_c \leq T < T_D \quad S_g(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right)$
 $T_D \leq T \quad S_g(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_c \cdot T_D}{T^2} \right)$

Lo spettro di progetto $S_g(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	0.000	0.274
T_B	0.134	0.068
T_c	0.401	0.068
	0.503	0.532
	0.804	0.442
	0.706	0.379
	0.807	0.331
	0.909	0.294
	1.011	0.265
	1.112	0.240
	1.214	0.220
	1.315	0.203
	1.417	0.189
	1.518	0.178
	1.620	0.165
	1.721	0.155
	1.823	0.147
	1.925	0.139
	2.028	0.132
	2.128	0.126
	2.229	0.120
	2.331	0.115
	2.432	0.110
T_D	2.534	0.108
	2.604	0.100
	2.674	0.095
	2.743	0.090
	2.813	0.088
	2.883	0.082
	2.953	0.078
	3.023	0.074
	3.092	0.071
	3.162	0.068
	3.232	0.065
	3.302	0.062
	3.372	0.060
	3.441	0.057
	3.511	0.055
	3.581	0.053
	3.651	0.051
	3.721	0.049
	3.791	0.047
	3.860	0.047
	3.930	0.047
	4.000	0.047

SLV-Verticale

Parametri indipendenti		
STATO LIMITE	SLV	
a_{gv}	0.152	g
S_g	1.000	
S_T	1.000	
q	1.000	
T_B	0.050	s
T_c	0.150	s
T_A	1.000	s

Parametri dipendenti		
F_v	1.588	
S	1.000	
η	1.000	

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_g \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)
 $\eta = 1/q$ (NTC-08 §. 3.2.3.5)
 $F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5}$ (NTC-08 Eq. 3.2.11)

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$0 \leq T < T_B \quad S_v(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$
 $T_B \leq T < T_c \quad S_v(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$
 $T_c \leq T < T_D \quad S_v(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right)$
 $T_D \leq T \quad S_v(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_c \cdot T_D}{T^2} \right)$

Punti dello spettro di risposta

	0.000	0.152
T_B	0.050	0.371
T_c	0.150	0.371
	0.235	0.237
	0.320	0.174
	0.405	0.137
	0.490	0.113
	0.575	0.097
	0.660	0.084
	0.745	0.075
	0.830	0.067
	0.915	0.061
T_D	1.000	0.058
	1.094	0.048
	1.188	0.039
	1.281	0.034
	1.375	0.029
	1.469	0.026
	1.563	0.023
	1.656	0.020
	1.750	0.018
	1.844	0.016
	1.938	0.015
	2.031	0.013
	2.125	0.012
	2.219	0.011
	2.313	0.010
	2.406	0.010
	2.500	0.009
	2.594	0.008
	2.688	0.008
	2.781	0.007
	2.875	0.007
	2.969	0.006
	3.063	0.006
	3.156	0.006
	3.250	0.005
	3.344	0.005
	3.438	0.005
	3.531	0.004
	3.625	0.004
	3.719	0.004
	3.813	0.004
	3.906	0.004
	4.000	0.003

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale e' verticale per lo stato SLD

SLD-Orizzontale

Parametri indipendenti		
STATO LIMITE	SLD	
a_g	0.097	g
F_D	2.418	
T_c^*	0.266	s
S_g	1.200	
C_c	1.434	
S_T	1.000	
q	1.000	

Parametri dipendenti		
S	1.200	
η	1.000	
T_c	0.381	s
T_B	0.127	s
T_D	1.988	s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_g \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_c = C_c \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_c \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_c \leq T < T_D \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_c \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_s(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	0.000	0.116
T_B	0.127	0.281
T_c	0.381	0.281
	0.458	0.234
	0.534	0.201
	0.611	0.176
	0.687	0.156
	0.784	0.140
	0.840	0.128
	0.917	0.117
	0.993	0.108
	1.070	0.100
	1.146	0.093
	1.223	0.088
	1.299	0.082
T_D	1.376	0.078
	1.452	0.074
	1.529	0.070
	1.605	0.067
	1.682	0.064
	1.758	0.061
	1.835	0.058
	1.911	0.056
	1.988	0.054
	2.063	0.049
	2.179	0.045
	2.275	0.041
	2.371	0.038
	2.467	0.035
	2.563	0.032
	2.658	0.030
	2.754	0.028
	2.850	0.026
	2.946	0.025
	3.042	0.023
	3.138	0.022
	3.233	0.020
	3.329	0.019
	3.425	0.018
	3.521	0.017
	3.617	0.016
	3.713	0.015
	3.808	0.015
	3.904	0.014
	4.000	0.013

SLD-Verticale

Parametri indipendenti		
STATO LIMITE	SLD	
a_{gv}	0.041	g
S_g	1.000	
S_T	1.000	
q	1.000	
T_B	0.050	s
T_c	0.150	s
T_A	1.000	s

Parametri dipendenti		
F_v	1.016	
S	1.000	
η	1.000	

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_g \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_g \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$$0 \leq T < T_B \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_c \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_c \leq T < T_D \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_c \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Punti dello spettro di risposta

	0.000	0.041
T_B	0.050	0.098
T_c	0.150	0.098
	0.235	0.083
	0.320	0.046
	0.405	0.036
	0.490	0.030
	0.575	0.026
	0.660	0.022
	0.745	0.020
	0.830	0.018
	0.915	0.016
T_D	1.000	0.015
	1.094	0.012
	1.188	0.010
	1.281	0.009
	1.375	0.008
	1.469	0.007
	1.563	0.006
	1.656	0.005
	1.750	0.005
	1.844	0.004
	1.938	0.004
	2.031	0.004
	2.125	0.003
	2.219	0.003
	2.313	0.003
	2.406	0.003
	2.500	0.002
	2.594	0.002
	2.688	0.002
	2.781	0.002
	2.875	0.002
	2.969	0.002
	3.063	0.002
	3.156	0.001
	3.250	0.001
	3.344	0.001
	3.438	0.001
	3.531	0.001
	3.625	0.001
	3.719	0.001
	3.813	0.001
	3.906	0.001
	4.000	0.001

Per il calcolo in condizioni sismiche 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:

- Forza sismica orizzontale $F_h = k_h W$
- Forza sismica verticale $F_v = k_v W$

I valori dei coefficienti sismici orizzontali k_h e verticale k_v sono posti pari all'accelerazione massima degli spettri di progetto relativi allo stato limite considerato (SLV, SLD).

$a_{max} = S \cdot a_g = (S_S \cdot S_T) \cdot a_g$	Tab. 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito		$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g}$ $k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$
	Categoria di sottosuolo		
	A	B, C, D, E	
	β_s	β_s	
	$0,2 < a_g (g) \leq 0,4$	0,30	0,28
	$0,1 < a_g (g) \leq 0,2$	0,27	0,24
	$a_g (g) \leq 0,1$	0,20	0,20
Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti: $\beta_s=1.0$			

$$a_{max} = 0.233 \times 1.174g = 0.274g \quad ; \quad k_h = 1.0 \times 0.274g / g = 0.274 \quad ; \quad k_v = \pm 0.5 \times 0.273 = 0.138$$

Stato limite	k_h	k_v
SLD	0.117	0.059
SLV	0.274	0.138
sld / slv	0.429	0.429

Tabella 3 – Coefficienti sismici

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G1 + G2 + \psi 2j Qkj$$

Nel caso specifico per i carichi dovuti al transito dei veicoli stradali si assume $\psi 2j = 0$.

I carichi gravitazionali coinvolti dall'azione sismica sono:

7.8.1 Carichi Sismici

EQ - Calculation																																																																	
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Stato limite</th> <th>ich</th> <th>icv</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>SLD</td> <td>0.117</td> <td>0.059</td> </tr> <tr> <td>SLV</td> <td>0.274</td> <td>0.138</td> </tr> <tr> <td>sls / slv</td> <td>0.429</td> <td>0.429</td> </tr> </tbody> </table>						Stato limite	ich	icv	SLD	0.117	0.059	SLV	0.274	0.138	sls / slv	0.429	0.429																																																
Stato limite	ich	icv																																																															
SLD	0.117	0.059																																																															
SLV	0.274	0.138																																																															
sls / slv	0.429	0.429																																																															
Carichi sismici																																																																	
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="3">Solleta Superiore</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Larghezza</td> <td>16.25 m</td> <td>Larghezza di Modello 15.2 m</td> </tr> <tr> <td>Spessore</td> <td>1.20 m</td> <td></td> </tr> <tr> <td>γ_{conc}</td> <td>25.00 kN/m³</td> <td></td> </tr> <tr> <td colspan="3">Forze d'inerzia orizzontali (Sisma H) →</td> </tr> <tr> <td>SLD</td> <td>3.76 kN/m</td> <td>kN/m</td> </tr> <tr> <td>SLV</td> <td>8.82 kN/m</td> <td>kN/m</td> </tr> <tr> <td colspan="3">Forze d'inerzia verticale (Sisma V) ↓</td> </tr> <tr> <td>SLD</td> <td>1.90 kN/m</td> <td>kN/m²</td> </tr> <tr> <td>SLV</td> <td>4.44 kN/m</td> <td>kN/m²</td> </tr> </tbody> </table>			Solleta Superiore			Larghezza	16.25 m	Larghezza di Modello 15.2 m	Spessore	1.20 m		γ_{conc}	25.00 kN/m ³		Forze d'inerzia orizzontali (Sisma H) →			SLD	3.76 kN/m	kN/m	SLV	8.82 kN/m	kN/m	Forze d'inerzia verticale (Sisma V) ↓			SLD	1.90 kN/m	kN/m ²	SLV	4.44 kN/m	kN/m ²	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="3">Piedritti</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Larghezza</td> <td>9.00 m</td> <td>Larghezza di Modello 7.8 m</td> </tr> <tr> <td>Spessore</td> <td>1.10 m</td> <td></td> </tr> <tr> <td>γ_{conc}</td> <td>25.00 kN/m³</td> <td></td> </tr> <tr> <td colspan="3">Forze d'inerzia orizzontali (Sisma H) →</td> </tr> <tr> <td>SLD</td> <td>3.71 kN/m</td> <td></td> </tr> <tr> <td>SLV</td> <td>8.69 kN/m</td> <td></td> </tr> <tr> <td colspan="3">1.1.1 Forze d'inerzia verticale (Sisma V) ↓</td> </tr> <tr> <td>SLD</td> <td>1.87 kN/m</td> <td>$f_v = k_0 \cdot W$</td> </tr> <tr> <td>SLV</td> <td>4.38 kN/m</td> <td>$f_v = k_0 \cdot W$</td> </tr> </tbody> </table>			Piedritti			Larghezza	9.00 m	Larghezza di Modello 7.8 m	Spessore	1.10 m		γ_{conc}	25.00 kN/m ³		Forze d'inerzia orizzontali (Sisma H) →			SLD	3.71 kN/m		SLV	8.69 kN/m		1.1.1 Forze d'inerzia verticale (Sisma V) ↓			SLD	1.87 kN/m	$f_v = k_0 \cdot W$	SLV	4.38 kN/m	$f_v = k_0 \cdot W$
Solleta Superiore																																																																	
Larghezza	16.25 m	Larghezza di Modello 15.2 m																																																															
Spessore	1.20 m																																																																
γ_{conc}	25.00 kN/m ³																																																																
Forze d'inerzia orizzontali (Sisma H) →																																																																	
SLD	3.76 kN/m	kN/m																																																															
SLV	8.82 kN/m	kN/m																																																															
Forze d'inerzia verticale (Sisma V) ↓																																																																	
SLD	1.90 kN/m	kN/m ²																																																															
SLV	4.44 kN/m	kN/m ²																																																															
Piedritti																																																																	
Larghezza	9.00 m	Larghezza di Modello 7.8 m																																																															
Spessore	1.10 m																																																																
γ_{conc}	25.00 kN/m ³																																																																
Forze d'inerzia orizzontali (Sisma H) →																																																																	
SLD	3.71 kN/m																																																																
SLV	8.69 kN/m																																																																
1.1.1 Forze d'inerzia verticale (Sisma V) ↓																																																																	
SLD	1.87 kN/m	$f_v = k_0 \cdot W$																																																															
SLV	4.38 kN/m	$f_v = k_0 \cdot W$																																																															
Spinta Del Terreno in Fase Sismica																																																																	
E_{fill}	19.00 kN/m ³																																																																
Fill Height	1				**** Fill Load start joint is right wall side therefore maximum seismic fill load is applied right wall.																																																												
Orizzontali →			Verticale ↓																																																														
SLD	28.5	$(\gamma_{fill} \cdot H_{total}^2 / H_{model}) \cdot k_{p,SLD}$	SLD	0.107	$(\gamma_{fill} \cdot H_{total}^2 / H_{model}) \cdot K_{v,SLD}$																																																												
SLV	66.744	$(\gamma_{fill} \cdot H_{total}^2 / H_{model}) \cdot k_{p,SLV}$	SLV	0.25	$(\gamma_{fill} \cdot H_{total}^2 / H_{model}) \cdot K_{v,SLV}$																																																												
Sisma SLD_H →			Sisma SLD_V ↓																																																														
Right Wall	32.21 kN/m		Right Wall	1.87 kN/m																																																													
Left Wall	3.71 kN/m		Left Wall	1.87 kN/m																																																													
Top Slab	3.76 kN/m		Top Slab	2.01 kN/m																																																													
Sisma SLV_H →			Sisma SLV_V ↓																																																														
Right Wall	75.44 kN/m		Right Wall	4.38 kN/m																																																													
Left Wall	8.69 kN/m		Left Wall	4.38 kN/m																																																													
Top Slab	8.82 kN/m		Top Slab	4.69 kN/m																																																													

Tabella 4 – Carichi sismici

Le forze d'inerzia orizzontali relative allo SLV sono applicate come un carico f_h uniformemente distribuito lungo lo sviluppo dell'elemento agente da sinistra verso destra.

Frame Distributed Loads (Sisma_SLV_H)

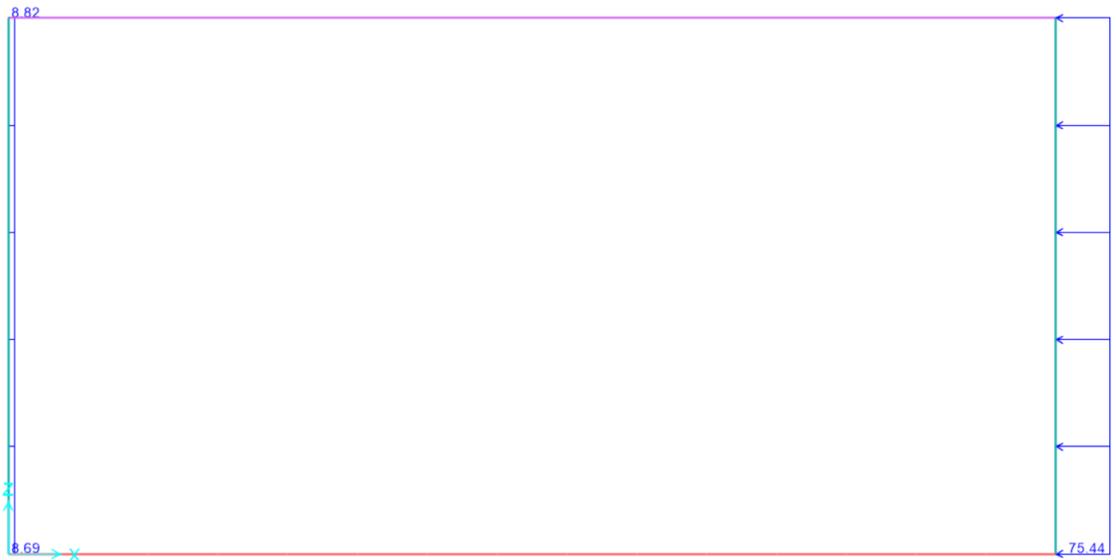


Fig. 23 – Sisma SLV_H – Forze inerziali orizzontali

Frame Distributed Loads (Sisma_SLV_V)

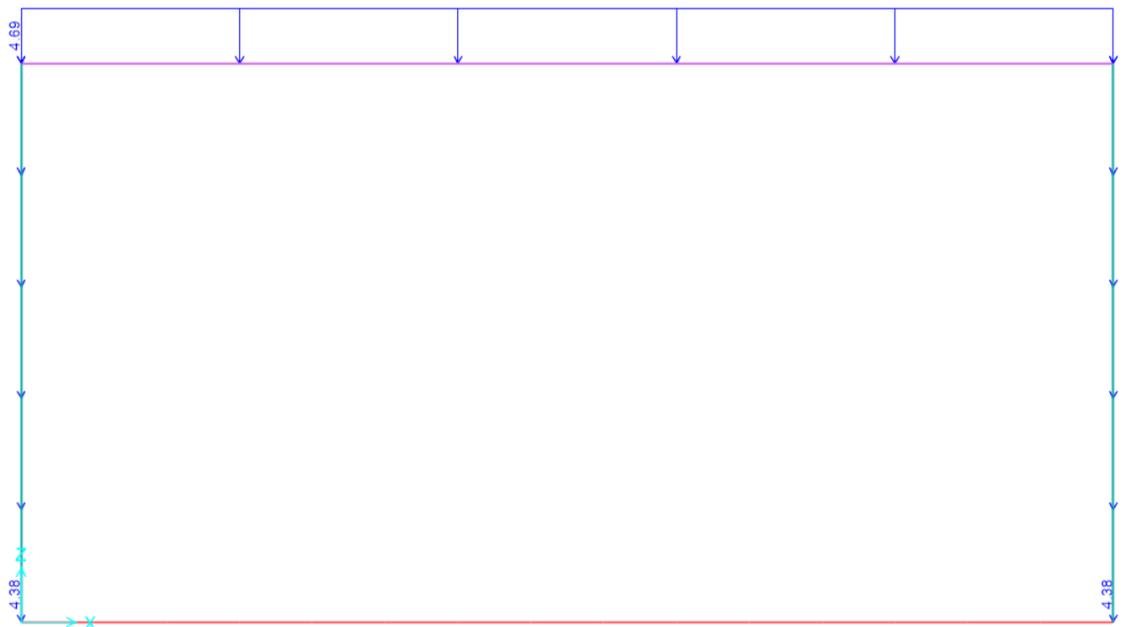


Fig. 24 – Sisma SLV_V– Forze inerziali verticale

7.9 Azioni centrifuga

Nei ponti con asse curvo di raggio R (in metri) l'azione centrifuga corrispondente ad ogni colonna di carico si valuta convenzionalmente come indicato in Tab. 5.1.III (NTC 2018), essendo $Q_v = \sum_i 2Q_{ik}$ il carico totale dovuto agli assi tandem dello schema di carico 1 agenti sul ponte.

Il carico concentrato q_4 , applicato a livello della pavimentazione, agisce in direzione normale all'asse del ponte:

$$q_4 = 0.2 Q_v, \text{ quando } R < 200 \text{ m (corsie simultanee).}$$

Si assume che le azioni concentrate si ripartiscono con un angolo di diffusione totale di $2 \times 45^\circ$. Si considera lo scenario peggiore in cui le azioni maggiore entità agiscono sull'area di diffusione minima (triangolare), valutato ipotizzando una forza di $Q_{fr,i}/A_{fr,i}$, come rappresentato nella figura sottostante.

$$\text{dove } i=1; 2; 3; Q_{fr,i} = 0.2 Q_v; A_{fr,i} = B_i^2/4;$$

$$Q_{fr,1} = 0.2 Q_{v1} = 120 \text{ KN}; Q_{fr,2} = 0.2 Q_{v2} = 80 \text{ KN}; Q_{fr,3} = 0.2 Q_{v4} = 40 \text{ KN}$$

Si applica una forza uniformemente ripartita sulla soletta di copertura pari a $q_4 = \sum Q_{fr,i}/A_{fr,i} = 16 \text{ kN/m}^2$ (per 1 m in direzione longitudinale della rampa) e un momento di trasporto in asse soletta di $m_y = 16 \cdot 0.75 = 12 \text{ kNm/m}^2$.

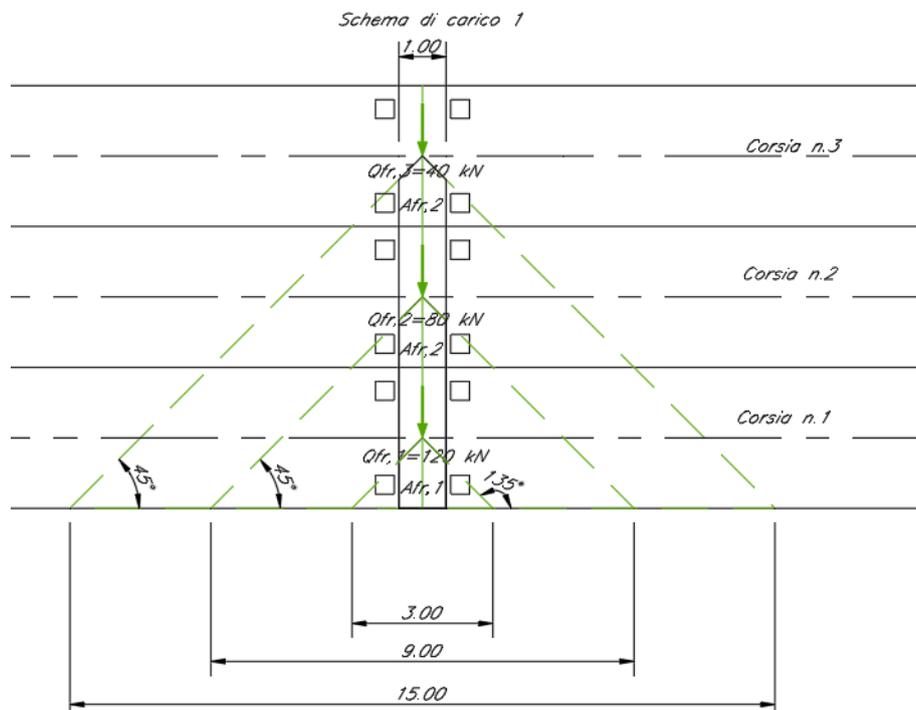


Fig. 25 – Spinta Sinistro e – Spinta Destra

Frame Span Moments (Q_veic_centrifuga) (GLOBAL CSys)

Frame Span Loads (Q_veic_centrifuga) (GLOBAL CSys)

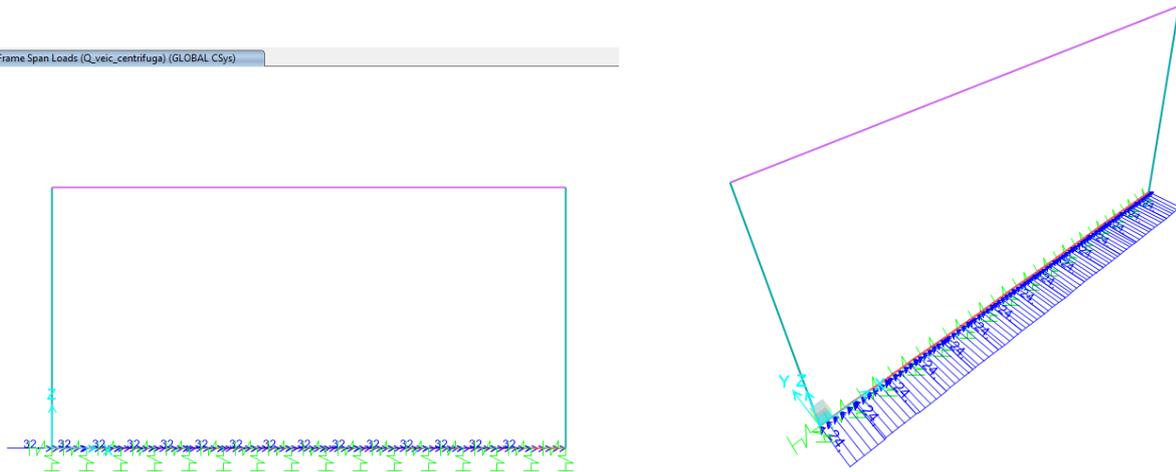


Fig. 26 – Q_veic_centrifuga

Frame Span Loads (Q_folla) (GLOBAL CSys)

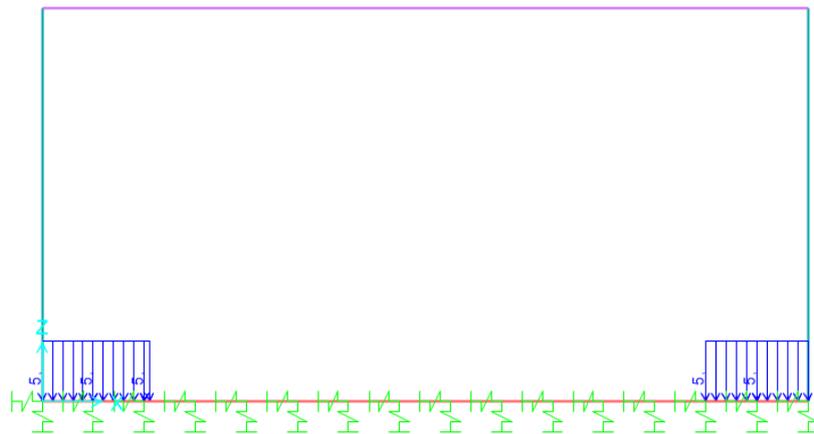


Fig. 27 – Q_folla: Forza distribuiti dovuti alle forze follo

8 VERIFICA AL MARTELLAMENTO

Tutte le strutture che costituiscono la galleria artificiale sono posizionate in continuità tra le parti. Il giunto strutturale presente tra i singoli tratti è un giunto necessario per consentire il ritiro della struttura ma non permette spostamenti relativi tra le due strutture contigue. Di fatto tale giunto garantisce per i due tratti un comportamento indipendente solo trasversalmente. Dal punto di vista longitudinale, infatti, vista l'enorme rigidezza strutturale in tale direzione, gli spostamenti relativi possono essere trascurati.

Per tali ragioni le verifiche al martellamento possono ritenersi soddisfatte.

9 VERIFICHE SLD E SLO

Con riferimento alle verifiche allo Stato Limite di Danno ed allo Stato Limite di Operatività (SLD e SLO) si mette in evidenza che sono verifiche di deformabilità relativa (verifiche sugli spostamenti relativi di interpiano). Nel caso in esame, le strutture sono interamente interrato e in caso di sisma subiscono un moto traslazionale di tipo rigido, con spostamenti di interpiano quindi trascurabili. Pertanto, le verifiche SLD e SLO non sono significative e non vengono riportate e si ritengono implicitamente verificate.

	LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST					
	RELAZIONE DI CALCOLO SCATOLARE	COMMESSA IN10	LOTTO 10	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO SL 01 00 001	REV. A

10 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto nei capitoli 2 e 5 del DM 17/01/2018.

Gli stati limite ultimi analizzati si riferiscono al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono l'opera ed allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno.

Le verifiche agli stati limite ultimi devono essere eseguiti in riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Le verifiche della fondazione possono essere condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 1", utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 5.1.V delle NTC per i parametri geotecnici e le azioni.

- combinazione 1 → (A1+M1+R1) → generalmente dimensionante per STR
- combinazione 2 → (A2+M2+R2) → generalmente dimensionante per GEO (carico limite)

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

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	γ_{e2} , γ_{e3} , γ_{e4}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		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⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Fig. 28 – Estretto NTC2018
Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Per le opere di luce maggiore di 300 m è possibile modificare i coefficienti indicati in tabella previa autorizzazione del Servizio tecnico centrale del Consiglio superiore dei lavori pubblici, sentito lo stesso Consiglio.

Fig. 29 – Estretto NTC2018

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 ^o + ^o SW/0)	-	1,0 SW/2
	Primo	1,0 (LM 71 ^o + ^o SW/0)	-	1,0 SW/2
2	secondo	1,0 (LM 71 ^o + ^o SW/0)	-	1,0 (LM 71 ^o + ^o SW/0)
	Primo	1,0 (LM 71 ^o + ^o SW/0)	0,75 (LM 71 ^o + ^o SW/0)	1,0 SW/2
≥3	secondo	1,0 (LM 71 ^o + ^o SW/0)	0,75 (LM 71 ^o + ^o SW/0)	1,0 (LM 71 ^o + ^o SW/0)
	Altri	-	0,75 (LM 71 ^o + ^o SW/0)	-

⁽¹⁾ LM71^o+^o 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.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.

Tab. 5.2.VII - Ulteriori coefficienti di combinazione ψ delle azioni

	Azioni	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Treno di carico LM 71	0,80 ⁽³⁾	⁽¹⁾	0,0
	Treno di carico SW /0	0,80 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno di carico SW/2	0,00 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno scarico	1,00 ⁽³⁾	-	-
	Centrifuga	⁽²⁾ ⁽³⁾	⁽²⁾	⁽²⁾
	Azione laterale (serpeggio)	1,00 ⁽³⁾	0,80	0,0

⁽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⁾ Si usano gli stessi coefficienti ψ adottati per i carichi che provocano dette azioni.

⁽³⁾ 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.

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{STR}) \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d = \Phi_k)$$

$$\text{GEO}) \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\text{spinte } \Phi_d = \tan^{-1}(\tan \Phi_k / \gamma_\Phi))$$

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{Rara}) \Rightarrow G1 + G2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \quad \text{controllo tensioni cls / acc}$$

$$\text{Frequente}) \Rightarrow G1 + G2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \quad \text{controllo apertura fessure}$$

$$\text{Quasi permanente}) \Rightarrow G1 + G2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \quad \text{controllo tensioni cls}$$

Per la condizione sismica, le combinazioni per gli stati limite da prendere in considerazione sono le seguenti:

$$\text{STR}) \Rightarrow E + G1 + G2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d = \Phi_k)$$

$$\text{GEO}) \Rightarrow E + G1 + G2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\text{spinte } \Phi_d = \tan^{-1}(\tan \Phi_k / \gamma_\Phi))$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G1 + G2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

 I valori del coefficiente ψ_{2i} sono quelli riportati nella tabella 2.5.I della norma; la stessa propone nel caso di ponti, di assumere per i carichi dovuti al transito dei mezzi $\psi_{2i} = 0.2$ solo quando rilevanti.

 Nel caso in esame si è posto $\Psi_2 = 0$.

Le condizioni elementari di carico, riportate nella tabella sottostante, sono state combinate in modo da determinare gli effetti più gravosi per la struttura.

TABLE: Load Pattern Definitions	
LoadPat	DesignType
Text	Text
G1_DEAD	Dead
Q_Temp_Uni +	Temperature
Q_Temp_Uni -	Temperature
Q_Temp_Farfalla +	Temperature
Q_Temp_Farfalla -	Temperature
Q_Ritiro	Temperature
Sisma_SLD_H	Quake
Sisma_SLD_V	Quake
Sisma_SLV_V	Quake
Sisma_SLV_H	Quake
G2_Sovraccarico pendenze	Dead
G2_Ballast	Dead
Q_trn1	Live
G3_SP.dx_Spinta destra	Super Dead
G3_SP.sx_Spinta sinistra	Super Dead
G3_P.cop_Spinta verticale	Super Dead
Q_SQ.sx	Live
Q_lak	Live
Q_lbk	Live
Q_SQ.dx	Live
Q_veicoli1_p1	Live
Q_veicoli1_q1	Live
Q_veicoli1_p2	Live
Q_veicoli1_q2	Live
Q_veic_centrifuga	Live
Q_folla	Live

Tabella 5 - Condizioni elementari di carico definite nel modello di calcolo

11 RISULTATI DELLE ANALISI

Le verifiche sono state condotte con riferimento alle seguenti sezioni significative.

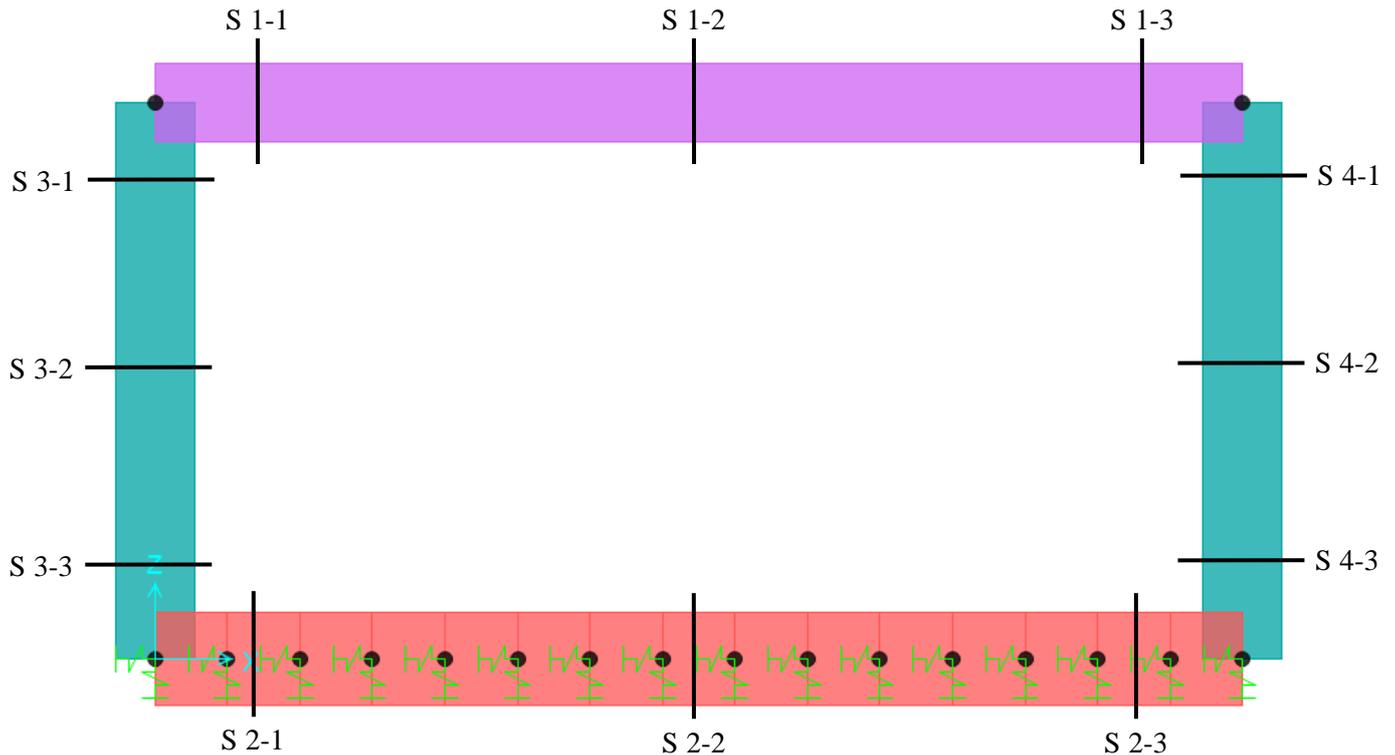


Fig. 30 – Sezioni di verifica

Si riportano di seguito una sintesi dei risultati delle analisi espressi in forma tabellare delle sollecitazioni lungo gli elementi.

La convenzione adottata per i segni delle sollecitazioni prevede che

$N < 0$ compressione

$M > 0$ fibre tese sul lato interno allo scatolare

Le unità di misura adottate sono

Momenti kNm

Forze kN

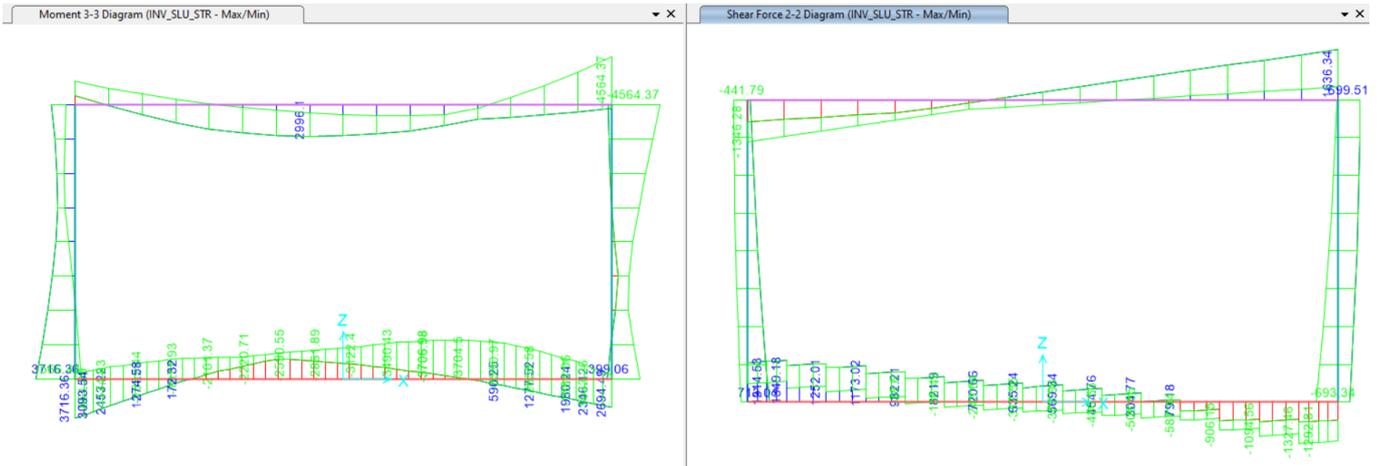


Fig. 31 – Involuppo SLU_Static – Momenti Flettenti/ Sforzo di taglio

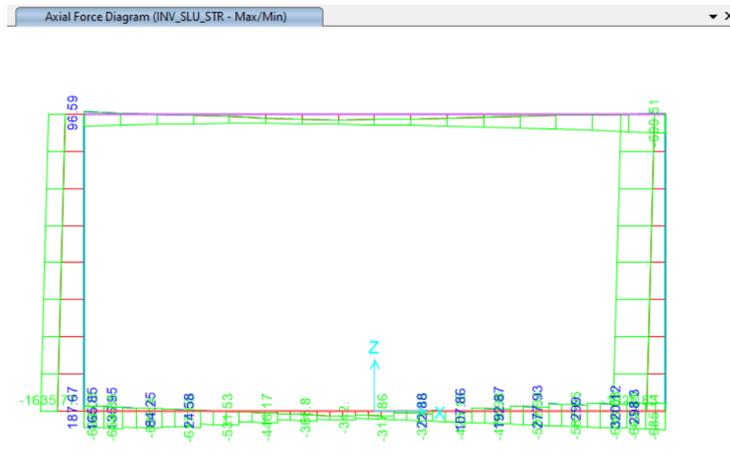


Fig. 32 – Involuppo SLU_Static – Sforzo Normale

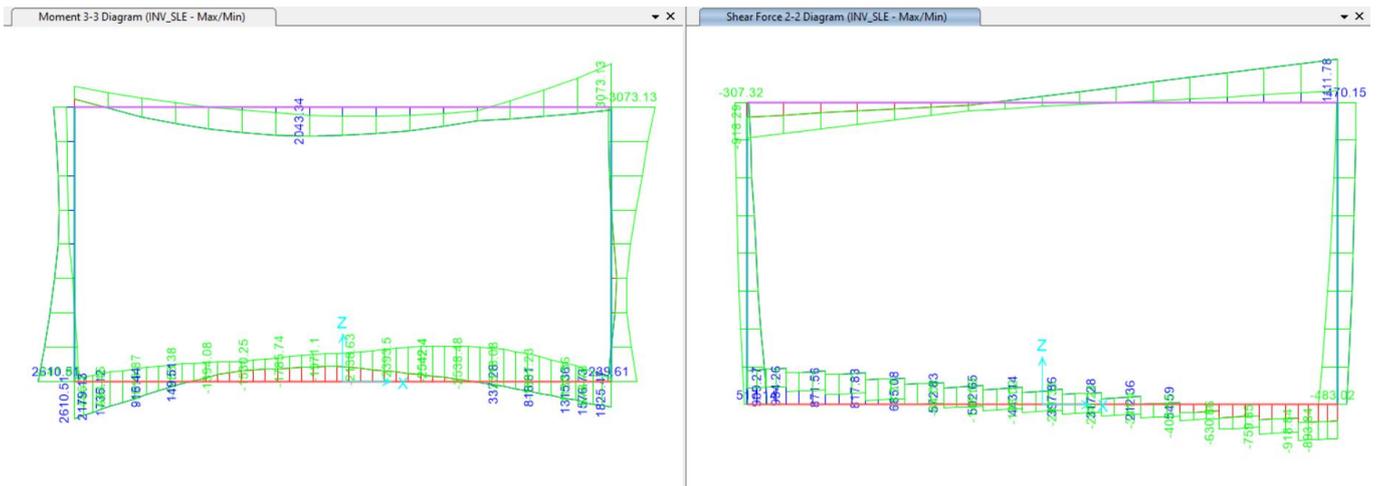


Fig. 33 – Involuppo SLE – Momento Flettente/ Sforzo di Taglio

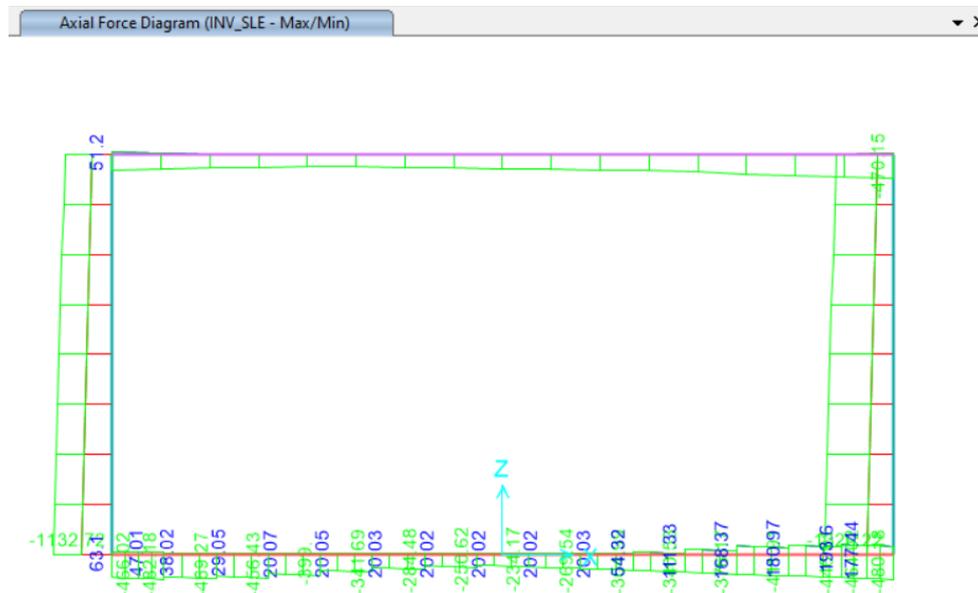


Fig. 34 – Involuppo SLE – Sforzo Normale

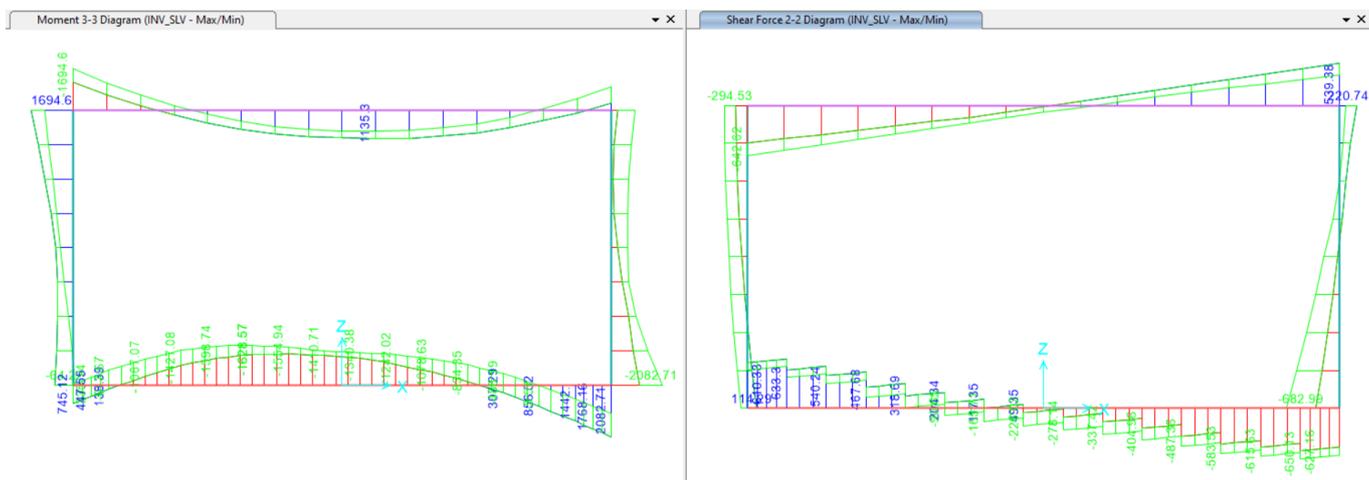


Fig. 35 – Involuppo SLV_Sismic – Momenti Flettenti / Sforzo di taglio

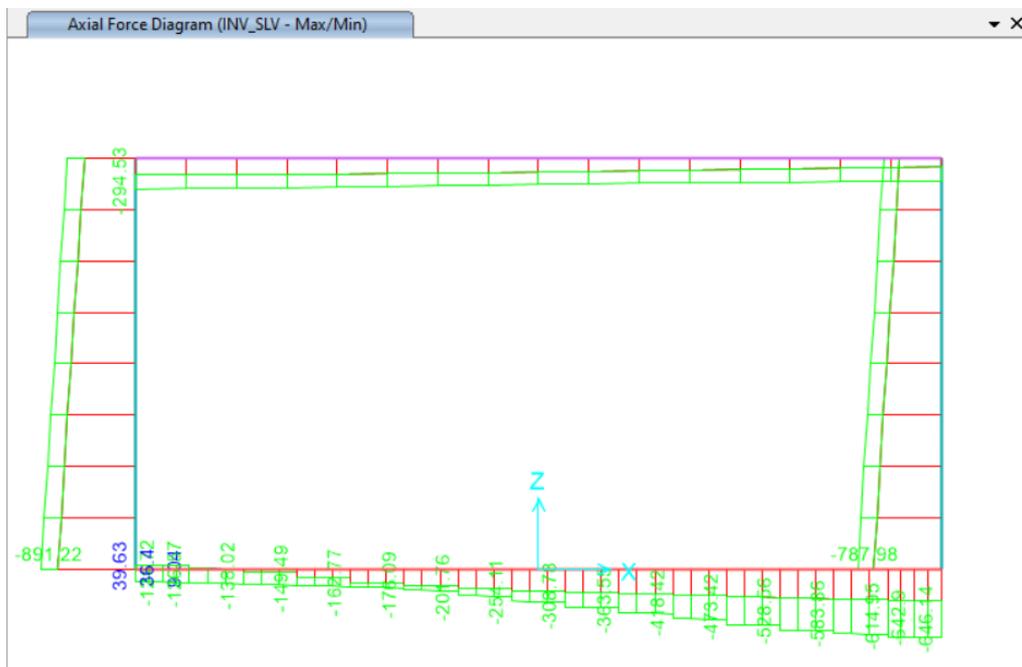


Fig. 36 – Involuppo SLV_Sismic – Sforzo Normale

SOLETTA(S1)

INPUT

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Combinazione	N_{sd} [kN]	M_{sd} [kNm]	V_{sd} [kN]
<i>SLE Quasi Permanente</i>	-2.0	939.0	412
<i>SLE Frequente</i>	12.0	2196.0	921
<i>SLE Rara</i>	36.0	2545.0	1051
<i>SLU</i>	73.0	3787.0	1547.0
<i>SLV</i>	-82.0	1389.0	608.0

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.

Geometria della sezione			
Base (ortogonale al Taglio)		B [cm]	100
Altezza (parallela al Taglio)		H [cm]	110
Altezza utile della sezione		d [cm]	100
Area di calcestruzzo		A_c [cm ²]	11000

Armatura longitudinale tesa		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO
Numero Barre	n	6.70	6.70	0
Diametro	ϕ [mm]	32	32	0
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	6.6	13.0	0.0
Area strato	A_{s1} [cm ²]	53.88	53.88	0.00
Rapporto di armatura	ρ [%]		1.076%	

Armatura longitudinale compressa		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO
Numero Barre	n	6.7	6.7	0
Diametro	ϕ [mm]	32	32	0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	6.6	13.0	0.0
Area strato	A_{s2} [cm ²]	53.88	53.88	0.00
Rapporto di armatura	ρ' [%]		1.076%	

Armatura trasversale		1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO
Diametro	ϕ [mm]	14	0	0
Numero bracci	n	2	0	0
Passo	s_w [cm]	15	0	0
Inclinazione	α [de]	90	90	90
Area armatura a metro	A_{sw}/s_w [cm ²]	20.53	0.00	0.00

CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI

Concrete			
Resistenza cubica a compressione	RCK		37
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f_{ck} [Mpa]	30.00	
Resistenza cilindrica media a compressione	f_{cm} [Mpa]	38.00	
Resistenza media a trazione per flessione	f_{ctm} [Mpa]	2.90	
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f_{ctk} [Mpa]	2.03	
Resistenza di progetto a compressione	f_{cd} [Mpa]	17.00	
Resistenza di progetto delle bielle compresse	f_{cd} [Mpa]	8.98	
Acciaio			
Resistenza di progetto a snervamento	f_{td} [Mpa]	382.61	

OUTPUT

VERIFICHE IN ESERCIZIO

Verifica Tensionale		σ limit
Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ_c [Mpa] = 3.58	13.500
Calcestruzzo SLE Rara	σ_c [Mpa] = 9.66	18.000
Acciaio SLE Rara	σ_s [Mpa] = 279.49	352.000
Verifica di fessurazione		w limit
Combinazione SLE Quasi permanente	w_s [mm] = 0.090	0.200
Combinazione SLE Frequente	w_s [mm] = 0.270	0.300

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Solicitazioni di progetto			
Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V_{sd} [kN]	1547.0	
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N_{sd} [kN]	0.0	

Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica			
Resistenza di progetto senza armatura specifica	V_{rd1} [kN]	1243.99	
Coefficiente di sicurezza	V_{rd1}/V_{sd}	0.80	

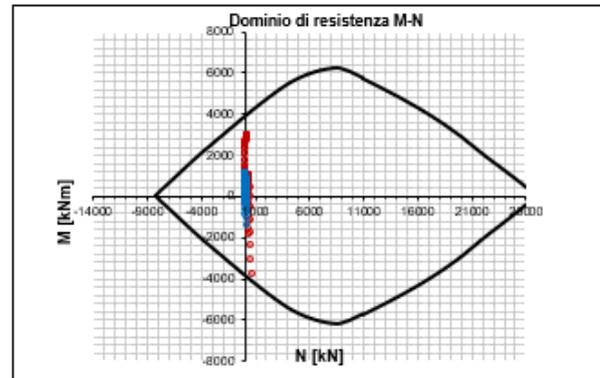
Verifica di resistenza dell'armatura specifica			
CoTan(θ) di progetto	$\cotan(\theta)$	2.5	
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	$V_{rd2}(\theta)$ [kN]	2791	
Resistenza a taglio dell'armatura	$V_{rd3}(\theta)$ [kN]	1770	
Resistenza a taglio di progetto	V_{sd} [kN]	1770	
Coefficiente di sicurezza	V_{rd}/V_{sd}	1.14	

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

Solicitazioni di progetto		SLU	SLV
Momento sollecitante	M_{sd} [kNm]	3787.0	1389.0
Sforzo Normale concomitante	N_{sd} [kN]	73.0	-82.0

Verifica di resistenza in termini di momento		SLU	SLV
Momento resistente	M_{rd} [kNm]	3827.4	3895.7
Coefficiente di sicurezza	M_{rd}/M_{sd}	1.01	2.80

Verifica di resistenza in termini di sforzo normale		SLU	SLV
Sforzo normale resistente	N_{rd} [kN]	115.4	-
Coefficiente di sicurezza	N_{rd}/N_{sd}	1.58	-



PIEDRITTI(S3,S4)

INPUT

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Combinazione	N_{sd} [kN]	M_{sd} [kNm]	V_{sd} [kN]
SLE Quasi Permanente	-392.0	1014.0	173
SLE Frequente	-328.0	2465.0	408
SLE Rara	-309.0	2845.0	477
SLU	-1654.0	4224.0	696.0
SLV	-406.0	1770.0	617.0

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.

Geometria della sezione			
Base (ortogonale al Taglio)		B [cm]	100
Altezza (parallela al Taglio)		H [cm]	110
Altezza utile della sezione		d [cm]	100
Area di calcestruzzo		A_c [cm ²]	11000

Armatura longitudinale tesa		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO
Numero Barre	n	6.70	6.70	0
Diametro	ϕ [mm]	32	32	0
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	6.6	13.0	0.0
Area strato	A_s [cm ²]	53.88	53.88	0.00
Rapporto di armatura	ρ [%]	1.076%		

Armatura longitudinale compressa		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO
Numero Barre	n	6.7	6.7	0
Diametro	ϕ [mm]	32	32	0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	6.6	13.0	0.0
Area strato	A_s' [cm ²]	53.88	53.88	0.00
Rapporto di armatura	ρ' [%]	1.076%		

Armatura trasversale		1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO
Diametro	ϕ [mm]	0	0	0
Numero bracci	n	0	0	0
Passo	s_w [cm]	0	0	0
Inclinazione	α [de]	90	90	90
Area armatura a metro	A_{sw}/s_w [cm ²]	0.00	0.00	0.00

CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI

Concrete			
Resistenza cubica a compressione		RCK	37
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione		f_{ck} [Mpa]	30.00
Resistenza cilindrica media a compressione		f_{cm} [Mpa]	38.00
Resistenza media a trazione per flessione		f_{ctm} [Mpa]	2.90
Resistenza caratteristica a trazione per flessione		f_{ctk} [Mpa]	2.03
Resistenza di progetto a compressione		f_{cd} [Mpa]	17.00
Resistenza di progetto delle bielle compresse		f_{cd} [Mpa]	8.98
Acciaio			
Resistenza di progetto a snervamento		f_{yd} [Mpa]	382.61

OUTPUT

VERIFICHE IN ESERCIZIO

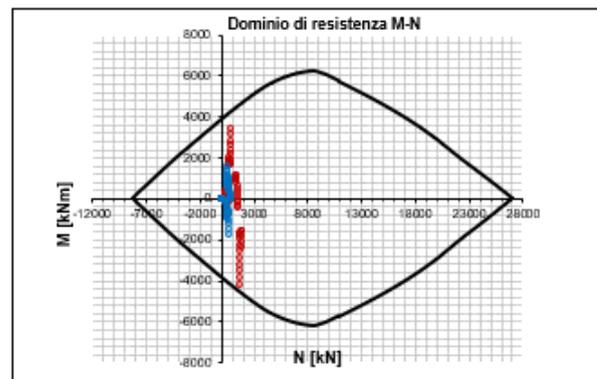
Verifica Tensionale		σ limit
Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ_c [Mpa] =	4.13 13.500
Calcestruzzo SLE Rara	σ_c [Mpa] =	11.05 18.000
Acciaio SLE Rara	σ_s [Mpa] =	297.35 352.000
Verifica di fessurazione		w limit
Combinazione SLE Quasi permanente	w_s [mm] =	0.081 0.200
Combinazione SLE Frequente	w_s [mm] =	0.290 0.300

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Solllecitazioni di progetto			
Taglio sollecitante = max Taglio (SLU, SLV)		V_{sd} [kN]	696.0
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio		N_{sd} [kN]	-1654.0
Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica			
Resistenza di progetto senza armatura specifica		V_{Rd1} [kN]	1469.98
Coefficiente di sicurezza		V_{Rd1}/V_{sd}	2.11
Verifica di resistenza dell'armatura specifica			
CoTan(θ) di progetto		$\cotan(\theta)$	2.5
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls		$V_{Rd1}(\theta)$ [kN]	-
Resistenza a taglio dell'armatura		$V_{Rd2}(\theta)$ [kN]	-
Resistenza a taglio di progetto		V_{Rd} [kN]	-
Coefficiente di sicurezza		V_{Rd}/V_{sd}	-

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

Solllecitazioni di progetto		SLU	SLV
Momento sollecitante	M_{sd} [kNm]	4224.0	1770.0
Sforzo Normale concomitante	N_{sd} [kN]	-1654.0	-406.0
Verifica di resistenza in termini di momento		SLU	SLV
Momento resistente	M_{Rd1} [kNm]	4556.6	4036.6
Coefficiente di sicurezza	M_{Rd1}/M_{sd}	1.08	2.28
Verifica di resistenza in termini di sforzo normale		SLU	SLV
Sforzo normale resistente	N_{Rd} [kN]	-	-
Coefficiente di sicurezza	N_{Rd}/N_{sd}	-	-



FONDAZIONE(S2)

INPUT

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Combinazione	N_{sd} [kN]	M_{sd} [kNm]	V_{sd} [kN]
<i>SLE Quasi Permanente</i>	38.0	1157.0	457
<i>SLE Frequente</i>	118.0	2233.0	786
<i>SLE Rara</i>	181.0	2543.0	872
<i>SLU</i>	299.0	3707.0	1253.0
<i>SLV</i>	9.0	1629.0	616.0

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.

Geometria della sezione	
<i>Base (ortogonale al Taglio)</i>	B [cm] 100
<i>Altezza (parallela al Taglio)</i>	H [cm] 130
<i>Altezza utile della sezione</i>	d [cm] 121
<i>Area di calcestruzzo</i>	A_c [cm ²] 13000

Armatura longitudinale tesa	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO
<i>Numero Barre</i>	n 6.70	6.70	0
<i>Diametro</i>	ϕ [mm] 32	26	0
<i>Posizione dal lembo esterno</i>	c [cm] 6.6	13.0	0.0
<i>Area strato</i>	A_s [cm ²] 53.88	35.57	0.00
<i>Rapporto di armatura</i>	ρ [%]	0.740%	

Armatura longitudinale compressa	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO
<i>Numero Barre</i>	n 6.7	6.7	0
<i>Diametro</i>	ϕ [mm] 32	26	0
<i>Posizione dal lembo esterno</i>	c' [cm] 6.6	13.0	0.0
<i>Area strato</i>	A_s' [cm ²] 53.88	35.57	0.00
<i>Rapporto di armatura</i>	ρ' [%]	0.740%	

Armatura trasversale	1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO
<i>Diametro</i>	ϕ [mm] 0	0	0
<i>Numero bracci</i>	n 0	0	0
<i>Passo</i>	s_w [cm] 0	0	0
<i>Inclinazione</i>	α [de] 90	90	90
<i>Area armatura a metro</i>	A_{sw}/s_w [cm ²] 0.00	0.00	0.00

CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI

Concrete		
<i>Resistenza cubica a compressione</i>	RCK	37
<i>Resistenza cilindrica caratteristica a compressione</i>	f_{ck} [Mpa]	30.00
<i>Resistenza cilindrica media a compressione</i>	f_{cm} [Mpa]	38.00
<i>Resistenza media a trazione per flessione</i>	f_{ctm} [Mpa]	2.90
<i>Resistenza caratteristica a trazione per flessione</i>	f_{ctk} [Mpa]	2.03
<i>Resistenza di progetto a compressione</i>	f_{cd} [Mpa]	17.00
<i>Resistenza di progetto delle bielle compresse</i>	f_{cd} [Mpa]	8.98
Acciaio		
<i>Resistenza di progetto a snervamento</i>	f_{yd} [Mpa]	382.61

OUTPUT

VERIFICHE IN ESERCIZIO

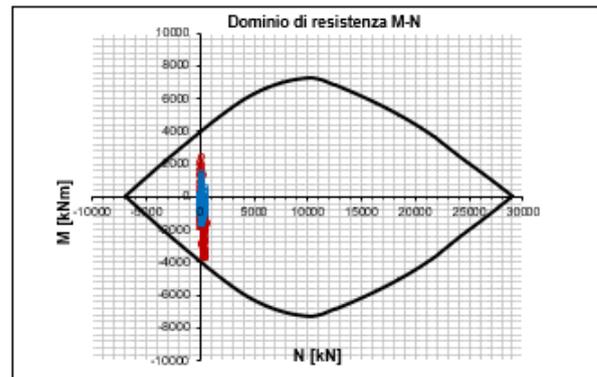
Verifica Tensionale	σ limit
<i>Calcestruzzo SLE Quasi Permanente</i>	σ_c [Mpa] = 3.59 13.500
<i>Calcestruzzo SLE Rara</i>	σ_c [Mpa] = 7.83 18.000
<i>Acciaio SLE Rara</i>	σ_s [Mpa] = 277.17 352.000
Verifica di fessurazione	w limit
<i>Combinazione SLE Quasi permanente</i>	w_s [mm] = 0.114 0.200
<i>Combinazione SLE Frequente</i>	w_s [mm] = 0.270 0.300

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Sollecitazioni di progetto	V_{Rd1} [kN]	N_{sd} [kN]
<i>Taglio sollecitante = max Taglio (SLU, SLV)</i>	1253.0	0.0
<i>Sforzo Normale concomitante al massimo taglio</i>		
Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica	V_{Rd1} [kN]	V_{Rd1}/V_{sd}
<i>Resistenza di progetto senza armatura specifica</i>	1500.42	1.20
<i>Coefficiente di sicurezza</i>		
Verifica di resistenza dell'armatura specifica	$\cotan(\theta)$	$V_{Rd1}(\theta)$ [kN]
<i>CoTan(θ) di progetto</i>	2.5	-
<i>Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls</i>	$V_{Rd1}(\theta)$ [kN]	-
<i>Resistenza a taglio dell'armatura</i>	$V_{Rd1}(\theta)$ [kN]	-
<i>Resistenza a taglio di progetto</i>	V_{Rd1} [kN]	-
<i>Coefficiente di sicurezza</i>	V_{Rd1}/V_{sd}	-

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

Sollecitazioni di progetto	SLU	SLV
<i>Momento sollecitante</i>	M_{sd} [kNm] 3707.0	1629.0
<i>Sforzo Normale concomitante</i>	N_{sd} [kN] 299.0	9.0
Verifica di resistenza in termini di momento	SLU	SLV
<i>Momento resistente</i>	M_{Rd1} [kNm] 3776.1	3935.0
<i>Coefficiente di sicurezza</i>	M_{Rd1}/M_{sd} 1.02	2.42
Verifica di resistenza in termini di sforzo normale	SLU	SLV
<i>Sforzo normale resistente</i>	N_{Rd1} [kN] 424.6	3941.0
<i>Coefficiente di sicurezza</i>	N_{Rd1}/N_{sd} 1.42	437.89



In conclusione, sulla base dei risultati delle verifiche strutturali condotte sia nei confronti degli SLU/SLV che degli SLE, l'armatura necessaria considerata nelle verifiche ha un'incidenza complessiva di 195 kg/m³.

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c^*N_c^* s_c^*d_c^*i_c^*b_c^*g_c + q^*N_q^*s_q^*d_q^*i_q^*b_q^*g_q + 0,5^*\gamma^*B^*N_\gamma^*s_\gamma^*d_\gamma^*i_\gamma^*b_\gamma^*g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2^*e_B$)

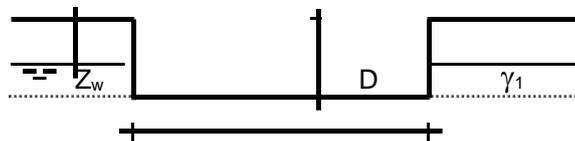
L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2^*e_L$)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

coefficienti parziali

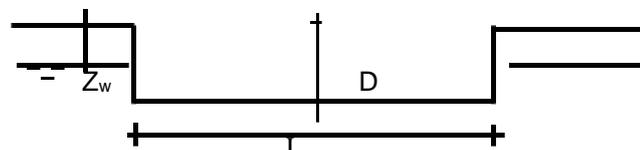
Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno	
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'
Stato limite ultimo	1.00	1.30	1.25	1.60
Tensioni ammissibili	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dall'utente	1.00	1.00	1.00	1.00

valori suggeriti
dall'EC7

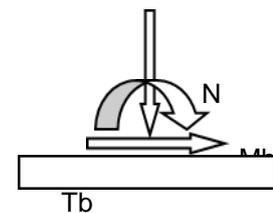


B

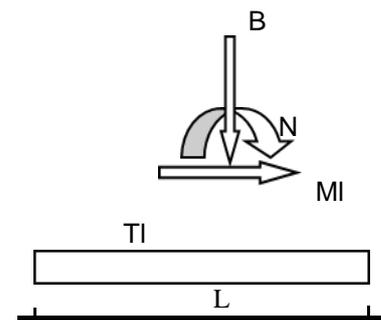
γ, c', φ'



L



T_b



T_l

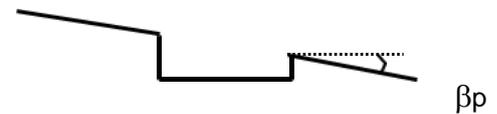
L

(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 1.00 (m)
L = 16.25 (m)
D = 1.30 (m) 15.5



$\beta_f = 0.00$ (°)



$\beta_p = 0.00$ (°)

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	3656.00	0.00	3656.00
Mb [kNm]	0.00	0.00	0.00
MI [kNm]	2657.00	0.00	2657.00
Tb [kN]	0.00	0.00	0.00
TI [kN]	163.00	0.00	163.00
H [kN]	163.00	0.00	163.00

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 19.00$ (kN/mc)
 $\gamma = 19.00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 0.00$ (kN/mq)
 $\phi' = 39.00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 0.00$ (kN/mq)
 $\phi' = 39.00$ (°)

Profondità della falda

Zw = 16.25 (m)

$e_B = 0.00$ (m)
 $e_L = 0.73$ (m)

$B^* = 1.00$ (m)
 $L^* = 14.80$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

q = 24.70 (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

RELAZIONE DI CALCOLO SCATOLARE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	SL 01 00 001	A	58 di 60

$$\gamma = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc, Nq, N_γ : coefficienti di capacità portante

$$Nq = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$Nq = 55.96$$

$$Nc = (Nq - 1) / \tan \varphi'$$

$$Nc = 67.87$$

$$N_{\gamma} = 2 \cdot (Nq + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_{\gamma} = 92.25$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot Nq / (L \cdot Nc)$$

$$s_c = 1.06$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L$$

$$s_q = 1.05$$

$$s_{\gamma} = 1 - 0.4 \cdot B / L$$

$$s_{\gamma} = 0.97$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.94 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

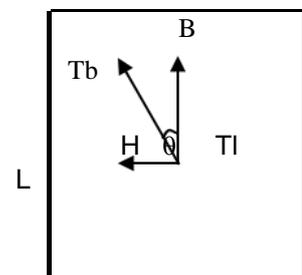
$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.06 \quad m = 1.06 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H / (N + B \cdot L^* \cdot c' \cdot \cotg \varphi'))^m$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e m=(m_bsin²θ+m_lcos²θ) in tutti gli altri casi)

$$i_q = 0.95$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (Nq - 1)$$



RELAZIONE DI CALCOLO SCATOLARE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	SL 01 00 001	A	59 di 60

$$i_c = 0.95$$

$$i_\gamma = (1 - H/(N + B^*L * c' \cot\phi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.91$$

d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan\phi' (1 - \sin\phi')^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan\phi' (1 - \sin\phi')^2) * \arctan(D / B^*)$

$$d_q = 1.20$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan\phi')$$

$$d_c = 1.21$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\phi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\phi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\phi')$$

RELAZIONE DI CALCOLO SCATOLARE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	SL 01 00 001	A	60 di 60

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 2447.67 \quad (\text{kN/m}^2) \quad R3 \quad 2.30$$

$$q_{rd} = 1064 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B * L^*$$

$$q = 247.09 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = q_{lim} / q = 9.91 \quad \text{OK}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

$$H_d = 163.00 \quad (\text{kN})$$

$$S_d = N * \tan(\varphi') + c' * B * L^*$$

$$S_d = 2960.57 \quad (\text{kN})$$

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento

$$F_{scorr} = 18.16 \quad \text{OK}$$

TABLE: Base Reactions					
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFZ	GlobalMY
Text	Text	Text	KN	KN	KN-m
INV_SLU_GEO	Combination	Max	163	3656	2657
INV_SLU_GEO	Combination	Min	1207	2118	5679