

**AUTOSTRADA A2 "MEDITERRANEA"
COLLEGAMENTO PORTO GIOIA TAURO GATE SUD CON
AUTOSTRADA A2 - LOTTO 1 E LOTTO 2**

DG 54/17 LOTTO 1

COD. UC165

PROGETTO DEFINITIVO

COD. UC167

GRUPPO DI PROGETTAZIONE: R.T.I.: INTEGRA CONSORZIO STABILE (capogruppo mandataria)
Prometeoengineering.it S.r.l. - Dott. Geol. Andrea Rondinara

RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Prof. Ing. Franco BRAGA (Integra Consorzio Stabile)

CAPOGRUPPO MANDATARIA:



Direttore Tecnico:
Prof. Ing. Franco Braga

GEOLOGO:

Dott. Geol. A. CANESSA (Prometeoengineering.it S.r.l.)

COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Alessandro Orsini (Integra Consorzio Stabile)

MANDANTI:



Direttore Tecnico:
Dott. Ing. Alessandro FOCARACCI

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Dott. Ing. Giuseppe Danilo Malgeri

Dott. Geol. Andrea Rondinara

**05 - OPERE D'ARTE
05.01 - OPERE D'ARTE MAGGIORI
05.1.1 Galleria artificiale GA.01
Relazione di calcolo scatolare a spinta**

CODICE PROGETTO

PROGETTO
DPUC0165
DPUC0167

LIV. PROG. N. PROG.

D

21

NOME FILE

T00GA01STRRE02_A

CODICE ELAB.

T00GA01STRRE02

REVISIONE

A

SCALA:

-

A

EMISSIONE

Settembre 2022

Citterio

Salcuni

Focaracci

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

Pagina lasciata intenzionalmente bianca

INDICE

1	PREMESSA	5
1.1	DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO	6
2	NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO	9
2.1	NORMATIVA	9
2.2	BIBLIOGRAFIA TECNICA	9
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	11
3.1	Calcestruzzo	11
3.2	Acciaio per armature	11
4	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E SISMICA DEL SITO IN ESAME	12
5	SOFTWARE DI CALCOLO	14
6	GEOMETRIA DELLA STRUTTURA	15
7	MODELLO DI CALCOLO	16
8	ANALISI DEI CARICHI	20
8.1	Peso proprio degli elementi strutturali	20
8.2	Carichi Soletta Superiore	21
8.2.1	Carichi permanenti portati soletta superiore	21
8.2.2	Carichi variabili da traffico ferroviario	22
8.2.2.1	Treno di carico LM71	22
8.2.2.2	Effetti dinamici	24
8.2.2.3	Carichi di frenamento e avviatura	26
8.2.3	Spinta indotta dal treno	28
8.2.4	Azioni termiche	29
8.2.5	Ritiro	29
8.3	Carichi Soletta Inferiore	31
8.3.1	Carichi permanenti portati soletta inferiore	31
8.3.2	Carichi accidentali gravanti sulla soletta di fondazione	32
8.4	Spinta statica del terreno	33
8.5	Azione sismica inerziale	34
8.6	Sovrappinta sismica terreno	36
9	COMBINAZIONI DI CARICO	37
10	SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	42
11	VERIFICHE STRUTTURALI	45
11.1	Stati limite	45
11.2	Sintesi Sollecitazioni	47

11.3	Soletta inferiore	48
11.4	Piedritti	52
11.5	Soletta superiore	57
11.6	Incidenza Armature	62

1 PREMESSA

La presente relazione ha come oggetto le verifiche strutturali della galleria stradale GA01.

Il progetto prevede la costruzione ex novo di un collegamento tra il gate sud del porto di Gioia Tauro e l'Autostrada A2 in corrispondenza dello svincolo di Gioia Tauro.

L'intervento si articola in due lotti:

I Lotto (UC165): collegamento tra il gate sud del Porto di Gioia Tauro e la SS18;

Il Lotto (UC167): collegamento tra la SS18 e l'Autostrada A2.

L'intervento, dell'estesa complessiva di circa 3 km, è classificato in categoria B ai sensi del DM 5/11/2001, ed è pertanto costituito da due carreggiate con n.2 corsie per ciascun senso di marcia.

Con specifico riferimento al Lotto1, oggetto della presente nota, il progetto prevede il sottopasso della SS18 e della linea ferroviaria Tirrenica Meridionale (doppio binario) mediante una galleria artificiale che, in relazione alle quote del terreno rispetto alla livelletta stradale, si estende per una lunghezza complessiva di circa 450 m.

In corrispondenza dello svincolo di collegamento con la SS18 sono presenti le corsie di immissione ed uscita di collegamento con il nuovo tracciato, che determinano un ampliamento della piattaforma stradale a 3+3 corsie per senso di marcia. Tale configurazione della piattaforma stradale interessa anche il sottoattraversamento ferroviario in relazione alla ridotta distanza (circa 130 m) tra la linea ferroviaria e la SS18.

Per il sottoattraversamento della linea ferroviaria la galleria stradale avrà pertanto una larghezza netta pari a 16,60m in carreggiata Sud (direzione Porto) e 14,60m in carreggiata Nord (direzione A2).

Al fine di ridurre al minimo ogni tipo di interferenza con il traffico ferroviario e, contestualmente, ridurre i tempi di realizzazione degli interventi, si prevede la realizzazione del sottoattraversamento della linea ferroviaria mediante due manufatti, uno in corrispondenza di ciascuna carreggiata, spinti in due fasi successive secondo quando di seguito descritto.

1.1 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

La tecnica per la realizzazione e la messa in opera del sottoattraversamento della linea ferroviaria è quella dello "scatolare a spinta", che consiste nella realizzazione di un sottopassaggio mediante la costruzione, in apposito cantiere a monte del tracciato ferroviario, di un monolite in calcestruzzo armato e la successiva infissione di tale monolite, con sistema oleodinamico, all'interno del terrapieno ferroviario.

Durante la traslazione dell'opera il binario sarà irrigidito da un insieme di travi parallele allo stesso e collegate tra loro da traverse poste a piccolo interasse per il sostegno della rotaia; detta struttura di irrigidimento longitudinale appoggerà trasversalmente su travi in acciaio (travi di manovra) aventi la funzione di sostenere il tutto scorrendo sull'estradosso dello stesso manufatto in corso di varo.

Il monolite avrà una lunghezza tale da permettere il sottoattraversamento dei due binari di corse, mantenendone l'esercizio ferroviario e tale da garantire a RFI la possibilità di un raddoppio della linea ferroviaria mantenendo un piano di posa omogeneo per i binari.

Nella fase di spinta il manufatto avrà pertanto una lunghezza massima pari a circa 40,25 m ed è inclinato rispetto alla normale ai binari di circa 11°.

Sul lato della spinta lo scatolare presenta il rostro, inclinato di circa 30° gradi rispetto alla verticale, il quale sarà poi demolito a seguito delle operazioni di infissione, previo taglio delle componenti in cls continue.

Per l'esecuzione dell'opera si prevede la spinta dal lato monte verso lato mare. La spinta avverrà in direzione orizzontale. La camera di spinta sarà realizzata mediante uno sbancamento tra paratie di pali $\Phi 1200$, sostenuti provvisoriamente da due ordini di tiranti. In fase definitiva i pali costituiranno le pareti della galleria stradale e su questi, e su un setto centrale realizzato a valle dell'infissione del manufatto, verrà costruita la soletta di copertura della galleria.

Prima della realizzazione del monolite saranno realizzate le relative opere di varo (contrafforte di spinta, platea di varo).

Particolare attenzione sarà data alle operazioni preliminari di infissione. Pertanto, già dalle prime fasi di scavo in prossimità della linea ferroviaria e per tutta la durata delle attività di spinta, sarà posto in opera un sistema di monitoraggio in grado di controllare in tempo reale lo stato deformativo di ciascun binario.

Parallelamente sarà monitorata la spinta del monolite, sia mediante mire ottiche (anche posizionate all'interno del monolite), sia mediante inclinometri di precisione, soprattutto per tenere monitorata l'inclinazione longitudinale.

Per la spinta del secondo manufatto la trave di sostegno dei binari verrà sostenuta sul primo manufatto già eseguito. Sulla soletta dello stesso verranno quindi preventivamente predisposte le tasche di alloggiamento degli inghisaggi per i dispositivi di ritenuta.

I rallentamenti sulla linea ferroviaria e le IPO necessarie dovranno essere concordati con RFI di concerto con l'esecutore del manufatto a spinta.

Anche se l'opera non è in falda i collegamenti fra monolite e resto del sottovia garantiranno l'impermeabilità della galleria stradale così realizzata.

Si riporta la sezione della galleria e la planimetria dell'intervento:

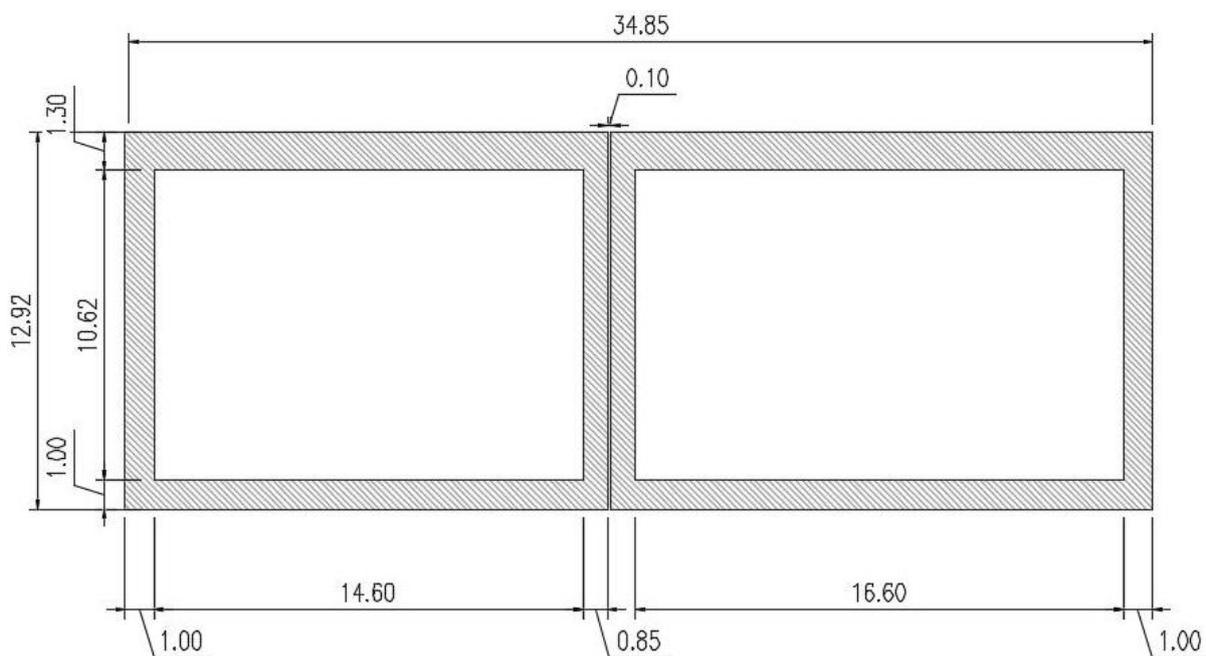


Figura 1 – sezione trasversale

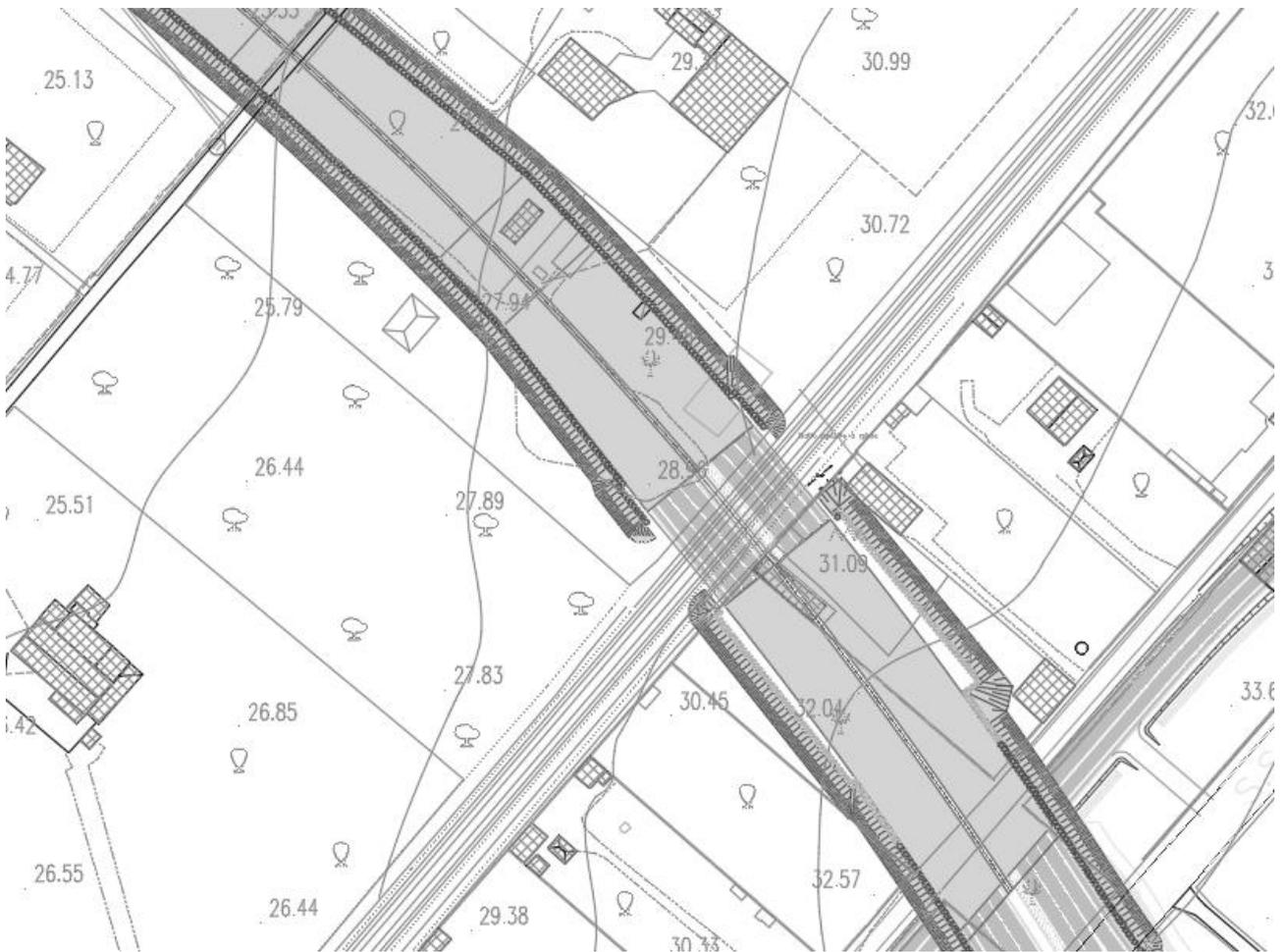


Figura 2 – inquadramento planimetrico

2 **NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO**

2.1 **NORMATIVA**

I calcoli sono svolti in ottemperanza alla Normativa vigente e alle specifiche Italferr:

- [1] Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008: "Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", G.U. n.29 del 04.02.2008, Supplemento Ordinario n.30.
- [2] Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008
- [3] CEN [Comité Européen de Normalisation, 2003]. Eurocode 8: Design of Structures for earthquake resistance. Document EN 1998-1, Brussels.
- [4] RFI – Manuale di progettazione RFI DTC SI MA IFS 001 B del 22/12/2017
- [5] RFI – Capitolato Generale Tecnico di Appalto delle Opere Civili RFI DTC SI SP IFS 001 B del 22/12/2017
- [6] STI – Specifiche tecniche di interoperabilità Sicurezza nelle gallerie ferroviarie Regolamento (UE) n. 1303/2014

Per quanto non specificato nelle normative soprastanti si è fatto riferimento a:

- [1] UNI EN 1992-1-1:2005 "*Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1-1: regole generali e regole per gli edifici*"
- [2] UNI EN 1993-5:2007 "*Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio*"
- [3] UNI EN 1994-2:2006 "*Eurocodice 4 – Progettazione delle strutture composte acciaio - calcestruzzo*"
- [4] UNI EN 1997-1:2013 "*Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali*"
- [5] UNI EN 1998-2:2011 "*Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici*"

2.2 **BIBLIOGRAFIA TECNICA**

- [1] Fleming. W.G.K., Weltman. A.J., Randolph. M.F., Elson, W.K. (1985). "Piling Engineering". Surrey University Press, Glasgow and London, Halsted Press, a division of John Wiley & Sons, New York.
- [2] Berezantsev W.HG. (1965), "Design of Deep Foundations", Proc. 6th ICSMFE, Montreal. Vol.II
- [3] Berezantsev W.HG. (1970), "Calculation of the Construction Basis", Leningrad.

- [4] Burland, J. (1985), "Settlement of foundation on sand and gravel", Proceedings of the institution of civil engineers.
- [5] Fioravante, V., Ghionna, V.N., Jamiolkowski, M.B. and Pedroni, S. (1995). "Load carrying capacity of large diameter bored piles in sand and gravel". Proc. 10th ARCSMFE, 2, 3-15.
- [6] Ghionna, V.N., Jamiolkowski, M.B., Pedroni, S. and Salgado, R. et al (1994). "Tip displacement of drilled shafts in sands". in Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments. Ed. A.T. Yeung and G.Y. Felio, ASCE , GSP40, New York, 2, 1039-1057.
- [7] Gwizdala K. (1984) "Large bored piles in non cohesive soils" Swedish Geotechnical Institute, Report n° 26+
- [8] Lancellotta R. Costanzo D. e Foti S. "Progettazione Geotecnica secondo l'Eurocodice 7 (UNI EN 1997) e le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008)" Hoepli ed.
- [9] Lancellotta R. Calavera J. (1999) "Fondazioni" Mc Graw Hill ed.
- [10] Reese L.C., Wright S.J. (1977) "Drilled shaft manual" U.S. Department of Transportation, Office of Research and Development, Div. HDV 2, Washington.
- [11] Reese L.C., O'Neill M.W. (1988) "Drilled shaft: construction procedures and design methods" Publication N.FHWA-HI-88-042, Federal Highway Administration, Washington, D.C..
- [12] Viggiani (1999), "Fondazioni" Hevelius Edizioni
- [13] Poulos H.G. and Davis E.H. (1980), "Pile foundation analysis and design", John Wiley and Sons, New York.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1 CALCESTRUZZO

Soletta superiore, piedritti e soletta di fondazione

Classe di resistenza	C28/35
Classe di esposizione	XC3
Classe di consistenza	S4
Max Rapporto a/c	≤ 0.55
Diametro max. Aggregato	32 mm
Modulo elastico $E_{cm} = 22000[f_{cm}/10]^{0.3}$	32308 N/mm ²
Resistenza media a traz. semplice $f_{ctm} = 0,30f_{ck}^{2/3}$	3.02 N/mm ²
Copriferro minimo	40 mm

3.2 ACCIAIO PER ARMATURE

Tipo di acciaio	B450C
Resistenza caratteristica di snervamento f_{yk}	450 N/mm ²
Resistenza caratteristica di rottura f_{tk}	540 N/mm ²
Resistenza caratteristica di rottura f_{yd}	391.3 N/mm ²
Modulo Elastico	210000 N/mm ²

4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E SISMICA DEL SITO IN ESAME

La caratterizzazione geotecnica del sito è riportata nell'elaborato *T00G00GETRE01_A*.

Sulla base dei risultati della campagna di indagine e dell'interpretazione si riportano di seguito i parametri geotecnici caratteristici di riferimento per le unità geotecniche descritte nella relazione geotecnica di riferimento.

Unità geotecnica	z	γ	c'	φ'	E'
[-]	[m]	[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[MPa]
R	0-1,5	20	0	30	15
UG1	1,5-6,0	21	0	33	50
UG2	6,0-inf.	21	0	35	70

A favore di sicurezza si utilizza:

- UG1 per la definizione della rigidità delle molle nel modello di calcolo a estradosso soletta di fondazione
- R per il calcolo dei parametri di spinta su piedritti della struttura scatolare

Le misurazioni effettuate non hanno rilevato presenza di falda.

La caratterizzazione sismica del sito è riportata nell'elaborato *T00SG00GEORE03_A*.

Ai fini della caratterizzazione sismica del sito il terreno viene classificato come appartenente alla categoria di sottosuolo tipo **A** ed avente le caratteristiche morfologiche tali da poterlo classificare nella categoria topografica **T1**.

L'opera si colloca nel comune di **Gioia Tauro**, nel territorio provinciale di Reggio Calabria (RC). La vita nominale dell'opera è assunta paria a 50 anni con classe d'uso IV (coefficiente di utilizzo pari a 2) pervenendo così ad un periodo di riferimento $V_r = 100$ anni. Di seguito si riportano i parametri per l'SLV.

Dall'analisi di Risposta Simica Locale si è determinata un'accelerazione massima al suolo pari a:
 $a_{max}=0.451$.

Il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s è definito come il rapporto tra il valore di a_{max} dello spettro di output e di input (Categoria A).

Nel caso in esame si ottiene:

$$S_s=0.451/0.348=1.296$$

Tale coefficiente di amplificazione così determinato risulta superiore a quello determinato numericamente in relazione alle NTC18 (Tabella 4), che risulterebbe pari a $S_s=1,06$.

Per il calcolo del coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s si rimanda alla Tab. 3.2.IV

Tab. 3.2.IV – Espressioni di S_s e di C_c

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Tabella 1 - Tab. 3.2.IV (NTC 2018) – Espressioni di S_s e di C_c .

Si assume pertanto come valori di riferimento quelli determinati dall'analisi di risposta sismica locale con metodo rigoroso:

- $a_{max} = 0,451g$
- $S_s=1.296$

5 SOFTWARE DI CALCOLO

Le simulazioni analitiche e le verifiche numeriche sono state condotte mediante i seguenti software di calcolo:

- *Microsoft Excel* della Microsoft Corporation (Calcolo e definizione carichi);
- *Rc sec* Di Geostru (verifiche a livello sezionale);
- *SAP2000* della Computers and Structures, Inc. (determinazione delle sollecitazioni agenti sulla struttura ed elaborazione modello di calcolo)

6 GEOMETRIA DELLA STRUTTURA

Nel seguito verrà esaminata una striscia di scatolare avente lunghezza di 1.00 m. In figura si riportano schematicamente la geometria dell'opera e la simbologia adottata.

larghezza totale	Ltot	18,600	m
larghezza utile	Lint	16,600	m
larghezza interasse	La	17,525	m
spessore soletta superiore	Ss	1,300	m
spessore piedritto sx	Sp	0,850	m
spessore piedritto dx	Sp	1,000	m
spessore fondazione	Sf	1,000	m
altezza totale	Htot	12,920	m
altezza libera	Hint	10,620	m

Tabella 2 – Geometria

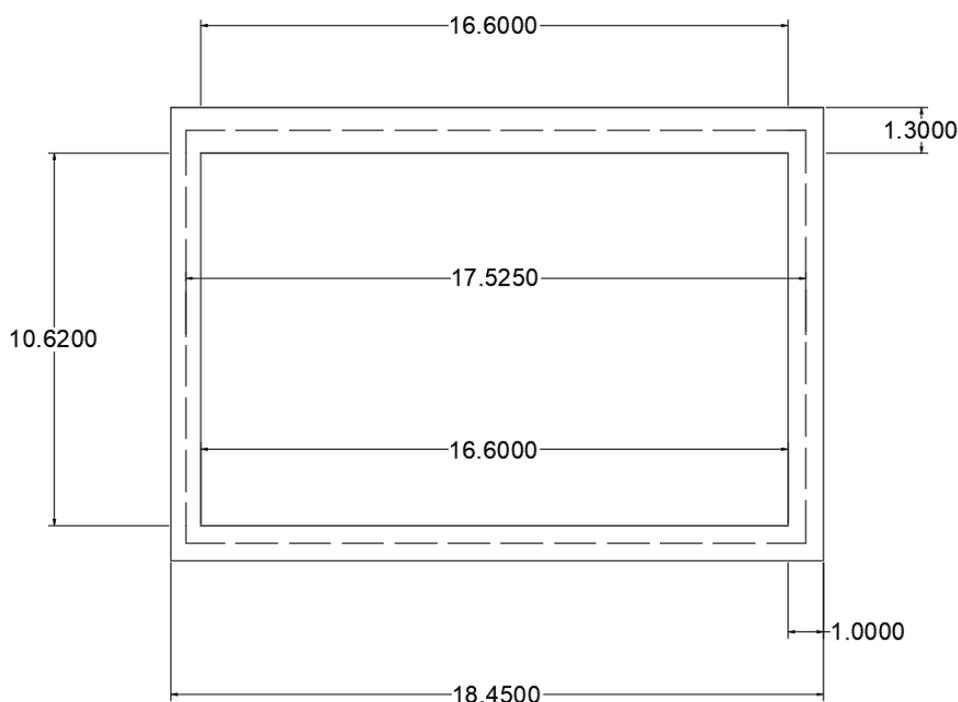


Figura 3 - Sezione trasversale

7 MODELLO DI CALCOLO

Il modello di calcolo attraverso il quale viene schematizzata la struttura è quello del telaio chiuso su letto di molle alla Winkler, realizzato mediante il software SAP2000, in cui si rappresenta una striscia di larghezza unitaria di manufatto, su cui agiscono i carichi definiti nel paragrafo "Analisi dei Carichi".

Nella figura seguente si riporta il modello di calcolo adottato, la numerazione dei nodi e degli elementi frame.

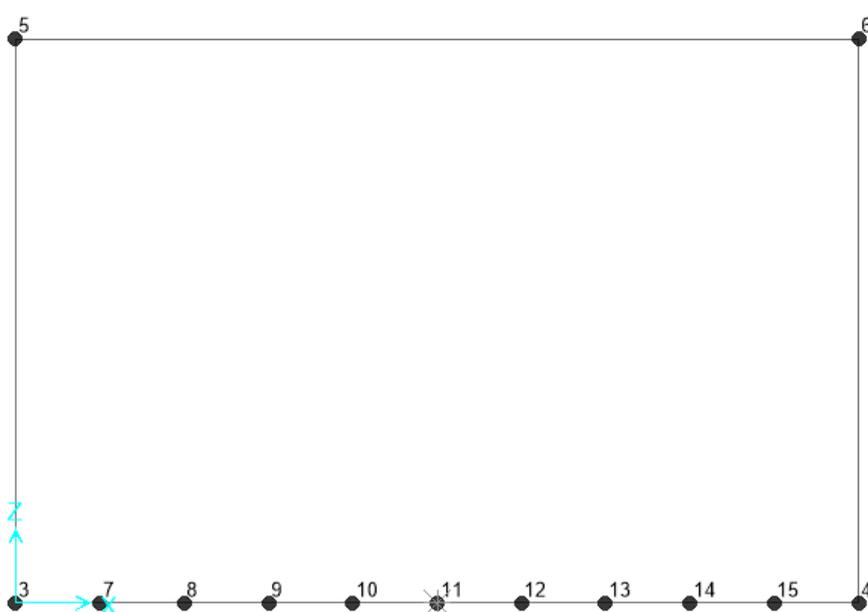


Figura 4 - Modello di calcolo: numerazione nodi

I carichi applicati, descritti e riportati nei punti seguenti, saranno applicati in corrispondenza dei nodi se puntuali, o in corrispondenza degli elementi frame se distribuiti su tratti di lunghezza finita. In ogni caso questi vengono applicati in corrispondenza della fibra baricentrica dell'elemento strutturale, che nel caso di sezioni rettangolari coincide con il semispessore. Ciò si evince anche dalla vista estrusa del modello riportata nella figura seguente.

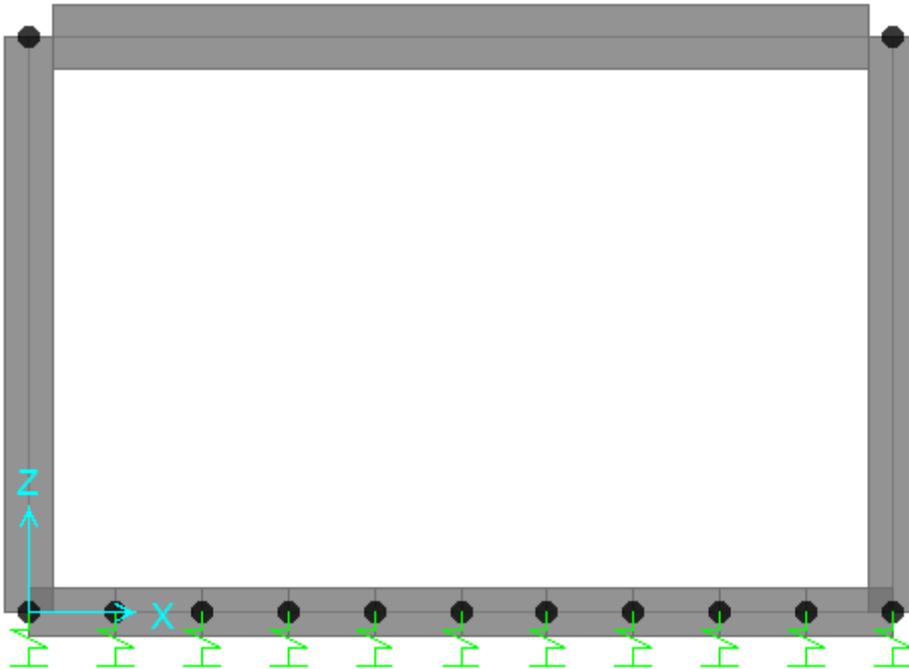


Figura 5 - Modello di calcolo: numerazione frame

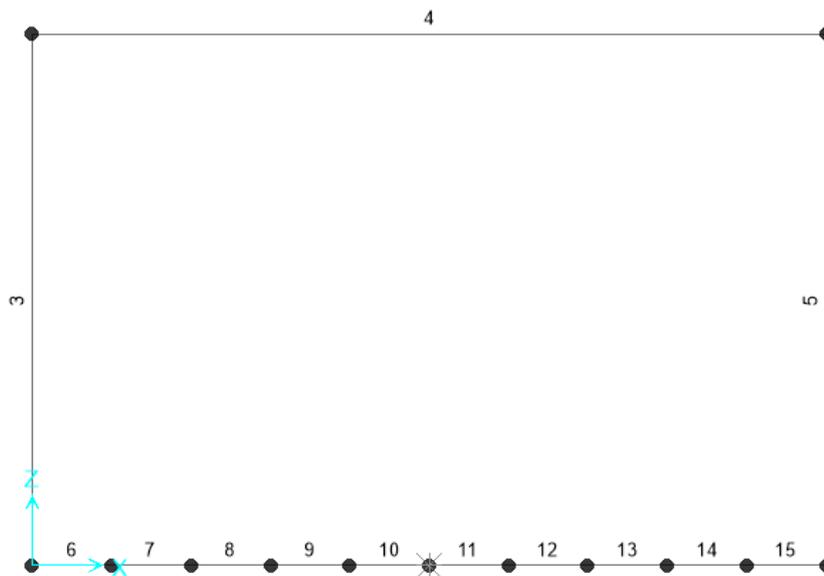


Figura 6 - Modello di calcolo: numerazione frame

L'interazione della struttura con il terreno è modellata mediante molle di rigidità pari alla costante di Winkler.

I valori di E ricavati dai risultati delle prove disponibili per l'area in esame sono riportati nella Relazione Geotecnica (elaborato T00G00GETRE01_A.).

Nel caso in esame, determinazione della costante di sottofondo si può fare riferimento alle seguenti formulazioni assimilando il comportamento del terreno a quello di un mezzo elastico omogeneo:

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

dove:

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

$$c_t = 0.853 + 0.534 \ln(L / B) \quad \text{rettangolare con } L / B \leq 10$$

$$c_t = 2 + 0.0089 (L / B) \quad \text{rettangolare con } L / B > 10$$

- q = pressione media agente sul terreno;
- σ_{v0} = tensione litostatica verticale alla quota di posa della fondazione;
- ν = coefficiente di Poisson del terreno;
- E = modulo elastico medio del terreno sottostante.

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

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

Di seguito si riportano, in forma tabellare, i risultati delle valutazioni effettuate per il caso in esame, sulla scorta del valore di progetto di **E** attribuito allo strato di Fondazione, avendo considerato una dimensione longitudinale della fondazione ritenuta potenzialmente collaborante:

E =	50000	kN/m ²
ν =	0,2	
B =	18,6	m
L =	40,3	m
L/B =	2,16	

ct = 1,27

Kw = 2213 kN/m³

Cautelativamente si limita, ai fini del calcolo, il valore della costante di sottofondo a circa 2000 kN/m³.

8 ANALISI DEI CARICHI

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

I pesi dei materiali da costruzione e del terreno sono indicati nella tabella seguente:

Elemento (-)	γ (kN/m ³)	φ (°)	c' (kPa)
Calcestruzzo armato	25	-	-
Pavimentazione	20	-	-
Armamento e massiccata	18	-	-
Ballast	18		
Terreno a ridosso dei piedritti (rilevato)	20	30	-

Tabella 3 - Pesi dei materiali da costruzione

8.1 PESO PROPRIO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Il peso proprio delle solette e dei piedritti viene calcolato automaticamente dal programma di calcolo in funzione delle caratteristiche geometriche degli stessi considerando sezioni in calcestruzzo armato.

8.2 CARICHI SOLETTA SUPERIORE

8.2.1 Carichi permanenti portati soletta superiore

Il concio più sollecitato, a cui si fa riferimento nella presente relazione di calcolo, presenta nella sezione di riferimento **0,80 m** di massicciata e armamento ferroviario.

In conformità a quanto previsto dalle NTC 2018, §5.2.2.1., per il peso della massicciata, dell'armamento e della impermeabilizzazione (inclusa la protezione) potrà effettuarsi assumendo, convenzionalmente, per linea in rettilineo, si assume un peso pari a 18 kN/m^3 , applicato su tutta la larghezza media della soletta di copertura.

Armamento – Massicciata - Impermeabilizzazione	Parm	14.4	KN/m
--	------	-------------	------

Tabella 4 - Carico ballast



Figura 7 – carico ballast su soletta superiore

8.2.2 Carichi variabili da traffico ferroviario

I carichi verticali da traffico ferroviario sono definiti per mezzo di modelli di carico; in particolare, sono forniti due treni di carico distinti: il primo rappresentativo del traffico normale (treno di carico LM 71) e pesante (SW).

I valori dei treni di carico dovranno essere moltiplicati per un coefficiente di adattamento "α", variabile in ragione della tipologia dell'infrastruttura (ferrovie ordinarie, ferrovie leggere, metropolitane, ecc.), come definito in Tab. 2.5.1.4.1-1 Coefficiente "α" del MdP RFI 2022 e di seguito riportata.

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE "α"
LM71	1,10
SW/0	1,10
SW/2	1,00

8.2.2.1 Treno di carico LM71

Questo treno di carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario normale (come mostrato nella figura successiva) e risulta costituito da:

- quattro assi Q_{vk} da **250 kN** disposti ad interasse di 1,60 m;
- carico distribuito q_{vk} di **80 kN/m** in entrambe le direzioni, a partire da 0,80 m dagli assi d'estremità e per una lunghezza illimitata.

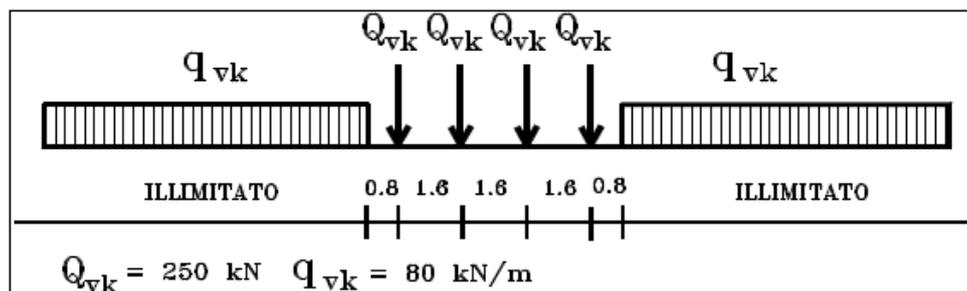


Figura 8 – Schematizzazione treno di carico LM71

Adottando il coefficiente di adattamento $\alpha = 1.10$, i valori dei carichi Q_{vk} e q_{vk} previsti dalla normativa, sono:

$$Q_{vk} = 250 * 1,1 = 275 \text{ kN}$$

$$q_{vk} = 80 * 1,1 = 88 \text{ kN/m}$$

Il sovraccarico ferroviario si diffonde attraverso il ballast con pendenza 4:1, poi nel ricoprimento con pendenza a 38° (pari all'angolo di attrito del ricoprimento) e con la pendenza a 45° all'interno del cls.

Diffusione del carico verticale:

Ballast	4.00	<i>4:1 nel ballast sotto traversa</i>
Soletta	1.00	<i>1:1 all'interno della soletta</i>

Il carico Q_{vk} può essere quindi ridistribuito longitudinalmente sulle lunghezze:

Ltrasv=	$2.4 + [0.35/4 + Ss/2] * 2 =$		3,9	m
Llong=	$1.60 * 3 + [0.35/4 + Ss/2] * 2 =$		6,28	m

Dove Ss è lo spessore della soletta superiore.

Le distribuzioni del sovraccarico ferroviario considerate al di sopra della copertura, sono quelle in grado di massimizzare le sollecitazioni flettenti e taglianti.

8.2.2.2 Effetti dinamici

Le sollecitazioni e gli spostamenti determinati sulle strutture del ponte dall'applicazione statica dei treni di carico debbono essere incrementati per tenere conto della natura dinamica del transito dei convogli. Gli effetti di amplificazione dinamica vengono valutati, utilizzando i coefficienti di amplificazione dinamica Φ , definito qui di seguito per linee con ridotto standard manutentivo ed assunto cautelativamente uguali per entrambi gli impalcati:

$$\varphi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\varphi - 0,20}} + 0,73$$

La lunghezza caratteristica L_φ è determinata dalla tabella 2.5.1.4.2.5.3-1 del Manuale di Progettazione RFI.

Il coefficiente di amplificazione dinamica risulta di conseguenza pari a

$$L_\varphi = 1.3 * [(1/3) * (2 * H_{tot} + L_{tot})] = 19,26 \text{ m}$$

$$\varphi_3 = [2.16 / (L_\varphi^{0.5} - 0.2)] + 0.73 = 1,25$$

Per quanto riguarda il treno di carico LM71, il carico complessivamente agente sulla soletta di impalcato vale:

Carico ripartito prodotto dalle forze concentrate

$$= 4 * 250 * 1.1 * \varphi_3 / (L_{trav} * L_{long}) = 56,35 \quad \text{kN/m}^2$$

Carico ripartito prodotto dal carico distribuito

$$= 80 * 1.1 * \varphi_3 / L_{trav} = 28,29 \quad \text{kN/m}^2$$

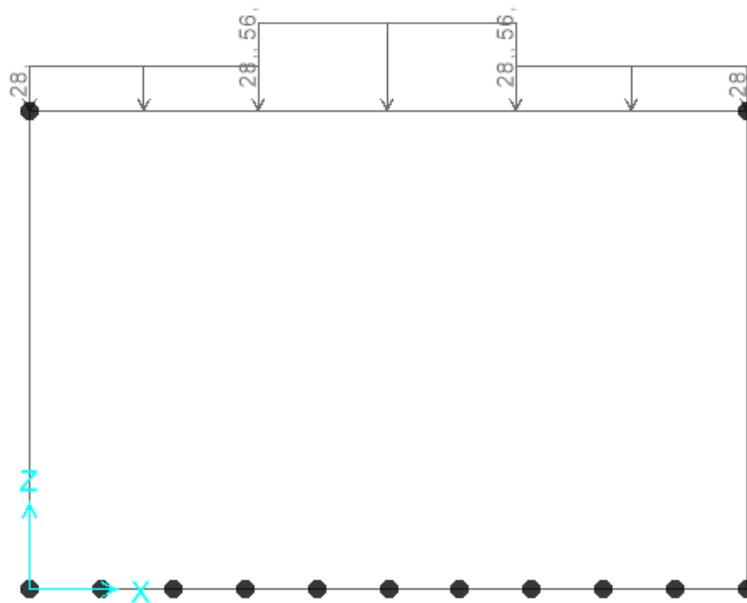


Figura 9 – carico da traffico ferroviario per massimizzare momento in mezzeria

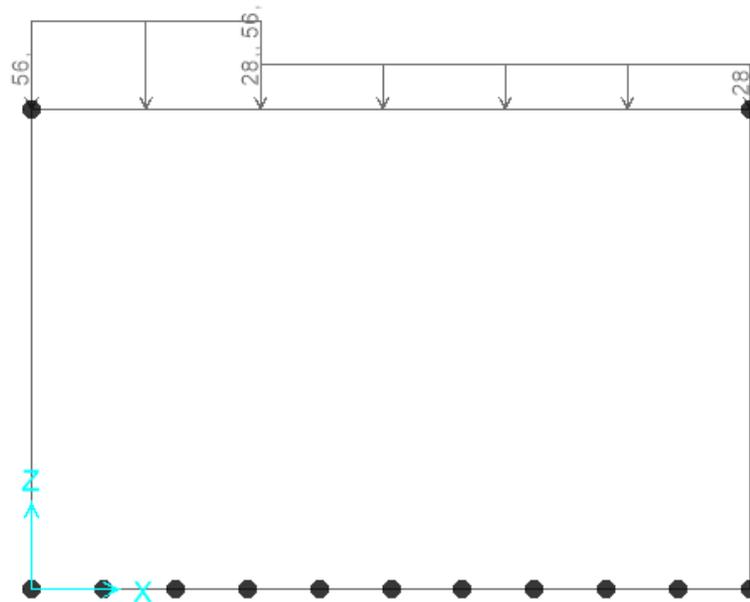


Figura 10 – carico da traffico ferroviario per massimizzare taglio all'appoggio

8.2.2.3 Carichi di frenamento e avviatura

Le sollecitazioni di frenatura ed avviamento agenti sulla sommità dei binari ed in direzione longitudinale degli stessi valgono secondo quanto indicato nella seguente tabella

avviamento:

$$Q_{lak} = 33 \text{ [kN/m]} * L[\text{m}] < 1000 \text{ kN per modelli di carico LM 71 e SW/0 e SW/2}$$

frenatura:

$$Q_{lbk} = 20 \text{ [kN/m]} * L[\text{m}] < 6000 \text{ kN per modelli di carico LM 71 e SW/0}$$

$$Q_{lbk} = 35 \text{ [kN/m]} * L[\text{m}] \quad \text{per modelli di carico SW/2}$$

Così come indicato sul MdP RFI 2022 §2.5.1.4.3.3, "i valori caratteristici dell'azione di frenatura e di quella di avviamento devono essere moltiplicati per α e non devono essere moltiplicati per Φ ". Pertanto, tenendo conto di ciò e distribuendo tali carichi su una larghezza di diffusione pari alla larghezza della traversa, si ha:

$$F = \alpha \cdot Q_{lak} / 2.40 = 1.1 * 33 / 2.4 = 15.1 \text{ kN/m}$$

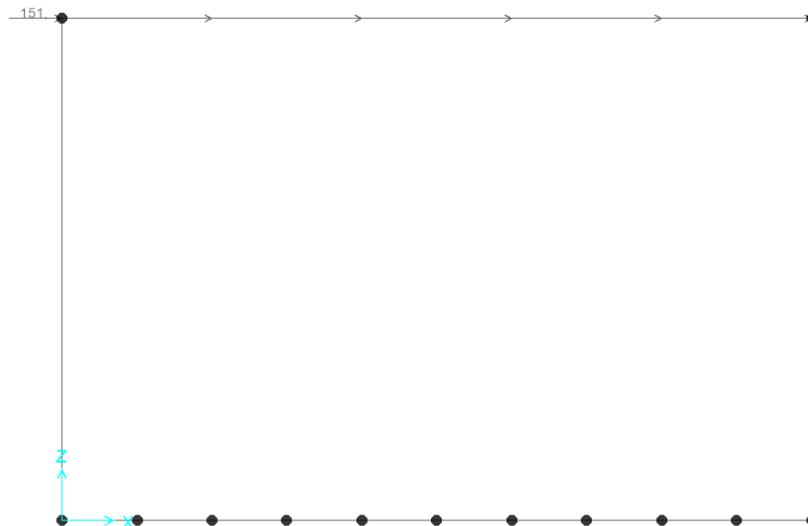


Figura 11 – carico da traffico ferroviario da avviamento convoglio

Tali carichi vengono moltiplicati per i rispettivi coefficienti di adattamento e ripartiti in direzione trasversale

Gli effetti sono combinati secondo normativa considerando le sollecitazioni massime per ciascun treno di carico.

Tabella 5.2.VI - Coefficienti di combinazione ψ delle azioni.

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	Ξ_1	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	Ξ_2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	Ξ_3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	Ξ_4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	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.

Tabella 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	0,0 ⁽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.

Tabella 5.2.IV - Valutazione dei carichi da traffico

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,00	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,00	0,00	1,0 (0,0)	1,0(0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,00	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

Azione dominante
 (1) Includendo tutti i fattori ad essi relativi (Φ, α , ecc...)
 (2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1, 2, 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali.

I valori fra parentesi indicati nella Tab. 5.2.IV vanno assunti quando l'azione risulta favorevole nei riguardi della verifica che si sta svolgendo.

8.2.3 Spinta indotta dal treno

Per il rinterro si prevede un terreno avente angolo di attrito $\varphi = 30^\circ$ ed un peso di volume $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, il coefficiente di spinta viene calcolato, considerando l'elevata rigidezza dello scatolare, utilizzando la formula $K_0 = 1 - \sin\varphi'$, per cui si ottiene un valore di $K_0 = 0,50$. La pressione del terreno sui piedritti ed indotta dai treni di carico viaggianti su due linee adiacenti verrà calcolata secondo la formula $P = q * K_0$

Si è considerata la sola spinta prodotta dal carico ripartito equivalente alle forze concentrate

$$q * K_0 = 28,18 \text{ kN/m}^2$$

La spinta del terreno viene considerata per il solo piedritto destro.

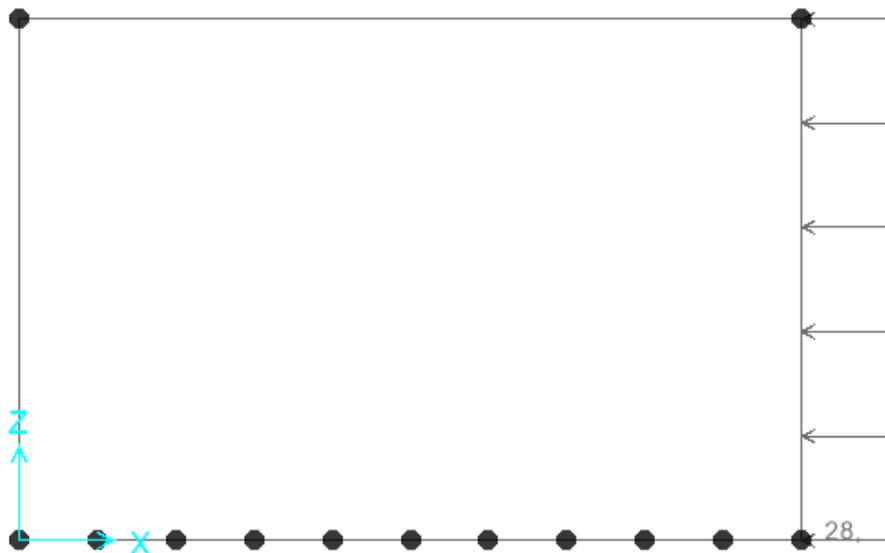


Figura 12 –carico accidentale su parete destra

8.2.4 Azioni termiche

Alla soletta superiore si applica una variazione termica uniforme pari a $\Delta t_u = \pm 15^\circ \text{C}$.

8.2.5 Ritiro

Per quanto concerne lo stato di coazione che si determina nella struttura per effetto del ritiro uniforme tra l'impalcato e i diaframmi si è scelto di schematizzare tale azione mediante una variazione termica equivalente, determinata come descritto nel seguito.

R_{ck}	=	35	N/mm ²	<i>Resistenza a compressione cubica caratteristica</i>
f_{ck}	=	29,05	N/mm ²	<i>Resistenza a compressione cilindrica caratteristica</i>
f_{cm}	=	37,05	N/mm ²	<i>Resistenza a compressione cilindrica media</i>
a	=	1,0E-05		
E_{cm}	=	32588	N/mm ²	<i>Modulo elastico secante medio</i>
cls tipo	=	R		<i>classe del cemento</i>
Tempo e ambiente				
t_s	=	1	gg	<i>età del calcestruzzo in giorni, all'inizio del ritiro per essiccazione</i>
t_0	=	1	gg	<i>età del calcestruzzo in giorni al momento del carico</i>
t	=	10000000	gg	<i>età del calcestruzzo in giorni</i>
$h_0=2A_c/u$	=	2600	mm	<i>dimensione fittizia dell'elemento di cls</i>
A_c	=	1300000	mm ²	<i>sezione dell'elemento</i>
u	=	1000	mm	<i>perimetro a contatto con l'atmosfera</i>

f_{cm0}	=	30	Mpa	
RHO	=	100	%	
a_{ds1}	=	6		<i>coeff per il tipo di cemento (3 per classe S, 4 per classe N, 6 per classe R)</i>
a_{ds2}	=	0,11		<i>coeff per il tipo di cemento (0.13 per classe S, 0.12 per classe N, 0.11 per classe R)</i>

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca,00} = 0,000048 \quad \text{deformazione dovuta al ritiro autogeno}$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0.2t^{0.5}) = 1$$

$$\varepsilon_{ca00} = 2.5(f_{ck} - 10)10^{-6} \quad 0,000048$$

Variazione termica uniforme equivalente agli effetti del ritiro:

$$\Delta T_{\text{ritiro}} = - \frac{\varepsilon_s(t, t_0) E_{cm}}{(1 + \varphi(t, t_0)) E_{cm} \alpha} = \quad -17,31 \text{ } ^\circ\text{C}$$

I fenomeni di ritiro vengono considerati agenti solo sulla soletta di copertura

Ai fini del calcolo gli effetti del ritiro uniforme si possono assimilare ad una variazione di temperatura. Trattandosi di un fenomeno lento l'effetto del ritiro si può determinare considerando un modulo di elasticità del calcestruzzo pari a 1/3 di quello effettivo ed un coefficiente di dilatazione termica $\alpha = 1 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$:

Nel modello di calcolo sarà introdotta una contrazione termica uniforme sullo spessore della soletta pari a **-17,31°C**.

8.3 CARICHI SOLETTA INFERIORE

8.3.1 Carichi permanenti portati soletta inferiore

Sulla soletta inferiore si considera agente il carico esercitato dal pacchetto stradale di altezza pari a 10 cm e del riempimento di 20 cm.

Pavimentazione	P_{arm}	3,00	KN/m
Riempimento	P_r	4,80	KN/m
Totale	PERM-STRAD	7,80	KN/m

Tabella 5 - Carico permanente stradale

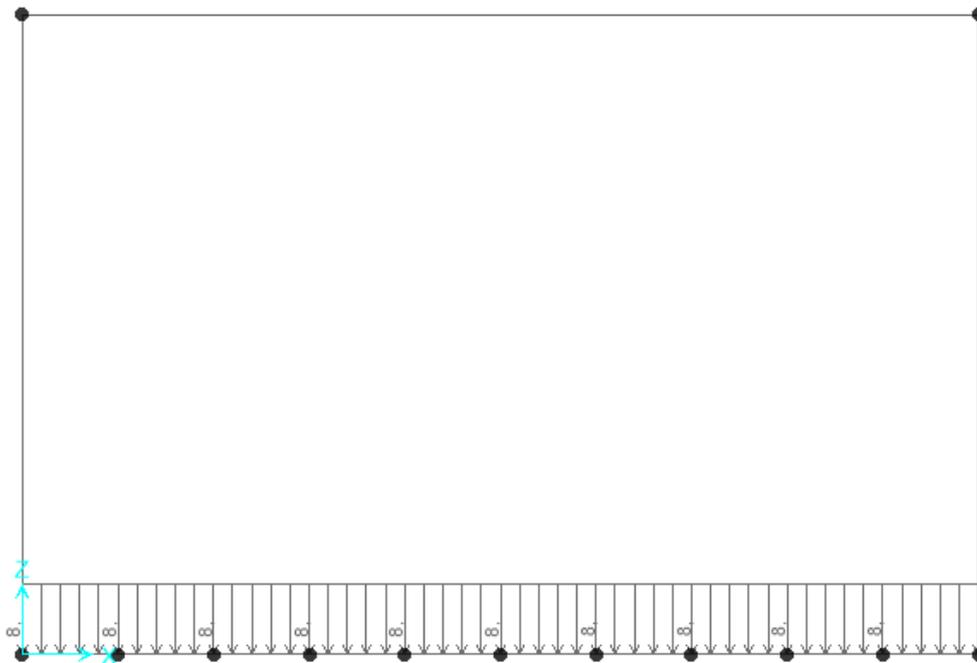


Figura 13 – carico permanente su soletta inferiore

8.3.2 Carichi accidentali gravanti sulla soletta di fondazione

Sulla soletta inferiore si considera il carico da traffico stradale, assunto pari a 20 kN/m^2

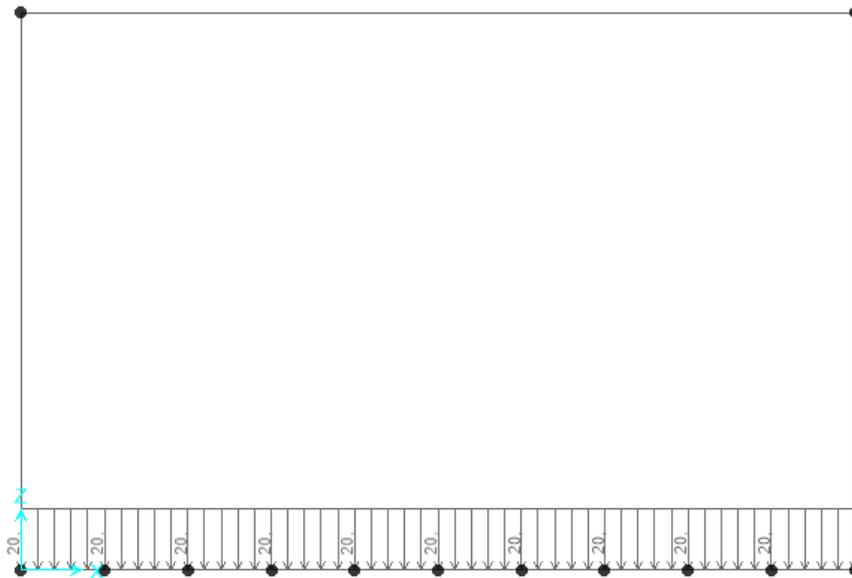


Figura 14 – carico stradale su soletta inferiore

8.4 SPINTA STATICA DEL TERRENO

Si considera sulle pareti laterali la spinta a riposo del terreno.

In questo caso, data la presenza di uno scatolare di spinta in adiacenza allo scatolare oggetto di verifica, si è caricato il solo piedritto destro.

Il coefficiente di spinta applicato vale:

- $K_0 = 0,50$

La pressione del terreno agente alla profondità dell'asse baricentrico della soletta superiore ed inferiore vale rispettivamente:

$P_s =$	14,5	kN/m
$P_i =$	132,2	kN/m

Tabella 6- Valutazione delle spinte



Figura 15 – spinta su piedritto destro

8.5 AZIONE SISMICA INERZIALE

Per il calcolo dell'azione sismica si utilizza il metodo dell'analisi pseudo-statica 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 sismica orizzontale $F_h = k_h * W$

Forza sismica verticale $F_v = k_v * W$

I valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni: $k_h = a_{max}/g$

$$k_v = \pm 0.5 * k_h$$

Con riferimento alla nuova classificazione sismica del territorio nazionale ai fini del calcolo dell'azione sismica secondo il DM 17/01/2018 viene assegnata all'opera una vita nominale $V_N = 50$ anni ed una classe d'uso IV $C_u=2$; segue un periodo di riferimento $V_R = V_N * C_u = 100$ 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 a $a_g = 0,347$ g.

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 di tipo **A** ed in base al fattore di amplificazione del sito si ottiene:

$$S_s = 1,296$$

Coefficiente di amplificazione stratigrafica

$$S_T = 1$$

Coefficiente di amplificazione topografica

ne deriva che:

$$a_{max} = 0,450 \text{ g}$$

$$k_h = a_{max}/g = 0,450$$

$$k_v = \pm 0.5 * k_h = 0,225$$

in riferimento al Manuale sez III §3.12.1.2.2 si ottiene

Sisma orizzontale

$F_{inp} = \alpha * S_p * \gamma_{cls} * 1m$	=	11,24	kN/m	(inerzia piedritti)
$F_Q = \alpha * Q_v * 0.2 * 1m$	=	5,07	kN/m	(inerzia treno)
$F_{inr} = \alpha * (H_p + H_r) * \gamma_r * 1m$	=	6,48	kN/m	(inerzia ballast + ricoprimento)
$F_{ins} = \alpha * S_s * \gamma_{cls} * 1m$	=	14,62	kN/m	(inerzia soletta superiore)
Totale =		26,16	kN/m	(soletta superiore)

Dove:

H_{tot} è l'altezza totale della parete

γ_r è il peso specifico del ricoprimento (qualora presente)

γ_{cls} il peso specifico del calcestruzzo

Q_v è il carico ripartito dalle forze concentrate del treno LM71

H_p e H_r sono le altezze del ballast e del ricoprimento superiore (qualora presente)

S_s e S_p sono gli spessori dei piedritti e della soletta superiore

Sisma verticale

$F_{inp} = 0.5 * \alpha * S_p * \gamma_{cls} * 1m$	=	5,62	kN/m	(inerzia piedritti)
$F_Q = 0.5 * \alpha * Q_v * 0.2 * 1m$	=	2,53	kN/m	(inerzia treno)
$F_{inr} = 0.5 * \alpha * (H_p + H_r) * \gamma_r * 1m$	=	3,24	kN/m	(inerzia ballast + ricoprimento)
$F_{ins} = 0.5 * \alpha * S_s * \gamma_{cls} * 1m$	=	7,31	kN/m	(inerzia soletta superiore)
Totale =		13,08	kN/m	(soletta superiore)

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali: $G_1 + G_2 + \psi_{2j} Q_{kj}$

8.6 SOVRASPINTA SISMICA TERRENO

Essendo la struttura uno scatolare, la spinta sismica del terreno viene valutata attraverso la soluzione di Wood, basata a sua volta sulla teoria dell'elasticità e di conseguenza sull'ipotesi che il terreno non raggiunga le condizioni di equilibrio limite attivo.

Per quanto riguarda la spinta del terreno si fa riferimento all'EC8 – part 5, Annesso E.

$$\Delta S_W = \gamma H^2 \frac{a_h}{g}$$

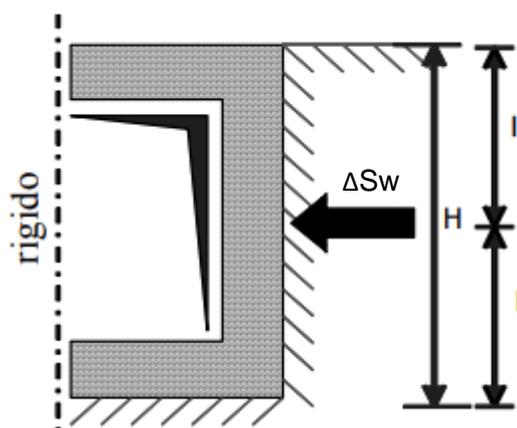


Figura 16 – Soluzione di Wood

L'incremento di spinta agente sul piedritto caricato risulta pertanto pari a:

Incremento spinta	153	kN/m
-------------------	-----	------

Tale spinta è costante con l'altezza e si somma alla spinta presente in condizioni statiche.

9 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini delle verifiche degli stati limite si riportano le combinazioni delle azioni.

Si richiama integralmente il cap. 2 e i paragrafi 4.1, 4.2 e 4.3 del DM 14.1.2008, e si riportano nel seguito le combinazioni delle azioni da utilizzare.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

La modalità di combinazione dell'azione sismica con le altre azioni è definita nel par. 3.2.4 del DM 14.1.2008 che si riporta nel seguito:

Nel caso delle costruzioni civili e industriali le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni già fornita in § 2.5.3 (del D.M.) e che qui si riporta:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo in conto per il calcolo delle masse associate ai pesi propri e ai permanenti portati (ballast, etc.) i valori nominali di densità.

Nel caso dei ponti, nelle espressioni precedenti si assumerà per i carichi dovuti al transito dei convogli $\psi_{2j} = 0,2$, quando rilevante.

La combinazione delle azioni da utilizzare in presenza dello scalzamento associato alla massima piena di progetto, trattandosi di una situazione eccezionale, è la seguente:

$$G_1 + G_2 + P + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

Nelle espressioni precedenti si assumerà per i carichi dovuti al transito dei convogli $\psi_{2j} = 0,20$, quando rilevante.

I coefficienti parziali di sicurezza sono quelli riportati:

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

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi 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, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	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 di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti 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

Tabella 5.2.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁽⁵⁾	0,20 ⁽⁵⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_p	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁶⁾	1,00 ⁽⁷⁾	1,00	1,00	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti 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⁾ Aliquota di carico da traffico da considerare.
⁽⁶⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁷⁾ 1,20 per effetti locali

Nella Tab. 5.2.V il significato dei simboli è il seguente:

- γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;
- γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- γ_B coefficiente parziale del peso proprio del ballast;
- γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;
- γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Ai fini delle verifiche SLE di apertura delle fessure si è considerata la combinazione Frequente e la combinazione Caratteristica (rara) .

Le azioni presenti nelle combinazioni sono:

<i>Peso proprio</i>	<i>DEAD</i>
<i>Carichi permanenti</i>	<i>PERM</i>
<i>Falda</i>	<i>FALDA</i>
<i>Spinta terreno sinistra</i>	<i>STS</i>
<i>Spinta terreno destra</i>	<i>STD</i>
<i>Carico Ferroviario Centrato</i>	<i>TRM</i>
<i>Carico Ferroviario Laterale</i>	<i>TRV</i>
<i>Sovraccarico accidentale sinistra</i>	<i>SAS</i>
<i>Sovraccarico accidentale destra</i>	<i>SAD</i>
<i>Traffico Stradale</i>	<i>TRAF</i>
<i>Ritiro</i>	<i>RIT</i>
<i>Variazione termica</i>	<i>ΔT</i>
<i>Avviamento e frenatura</i>	<i>AVV</i>
<i>Azione sismica orizzontale</i>	<i>EH</i>
<i>Azione sismica verticale</i>	<i>EV</i>

COMB	DEAD	STS	STD	RIT	ΔT	PERM	TRM	TRV	SAS	SAD	TRAF	AVV	EH	EV
n° 1 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	1.20	1.50	1.50	-	-	-	-	-		-	-
n° 2 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	1.50	1.50								
n° 3 SLU-STR	1.35	1.00	1.35	1.20	1.50	1.50								
n° 04 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	1.20	1.50	1.50	-	-	-	-	-		-	-
n° 05 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	1.50	1.50								
n° 06 SLU-STR	1.35	1.00	1.35	1.20	1.50	1.50								
n° 07 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	1.20	0.90	1.50	1.45	-	1.45	1.45	-	1.45	-	-
n° 08 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	0.90	1.50	1.45	-	1.45	1.45		1.45		
n° 09 SLU-STR	1.35	1.00	1.35	1.20	0.90	1.50	1.45	-	1.45	1.45		1.45		
n° 10 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	1.20	0.90	1.50	-	1.45	1.45	1.45	1.01	1.45	-	-
n° 11 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	0.90	1.50	-	1.45	1.45	1.45	1.01	1.45		
n° 12 SLU-STR	1.35	1.00	1.35	1.20	0.90	1.50	-	1.45	1.45	1.45	1.01	1.45		
n° 13 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	1.20	0.90	1.50	1.45	-	1.45	-	1.01	1.45	-	-

COMB	DEAD	STS	STD	RIT	ΔT	PERM	TRM	TRV	SAS	SAD	TRAF	AVV	EH	EV
n° 14 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	0.90	1.50	1.45	-	1.45	-	1.01	1.45	-	-
n° 15 SLU-STR	1.35	1.00	1.35	1.20	0.90	1.50	1.45	-	1.45	-	1.01	1.45	-	-
n° 16 SLU - SISMICA	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	0.20	-	0.20	-	-	0.20	1.00	0.30
n° 17 SLU - SISMICA	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	0.20	-	0.20	-	-	0.20	1.00	-0.30
n° 18 SLU - SISMICA	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	0.20	-	0.20	-	-	0.20	1.00	0.30
n° 19 SLU - SISMICA	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	0.20	-	0.20	-	-	0.20	1.00	-0.30
GEO	1.00	1.30	1.00	1.00	0.60	1.30	1.25	-	1.25	-	-	1.25	-	-
GEO - SISMICA	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	0.20		0.20			0.20	1.00	0.30
SLE - Q.P.	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	0.00	-	0.00	-	-	0.00	-	-
SLE - Frequente	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	0.80	-	0.80	-	-	0.80	-	-
SLE - Rara	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-

10 SOLLECITAZIONI DI CALCOLO

Si riportano di seguito le sollecitazioni agenti sulla struttura:

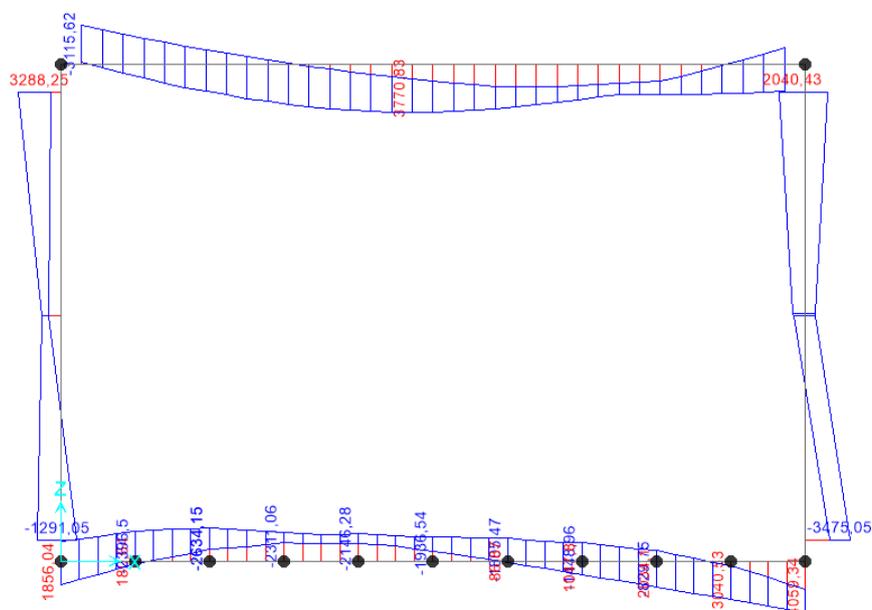


Figura 17 – Involucro momenti flettenti SLU-SLV

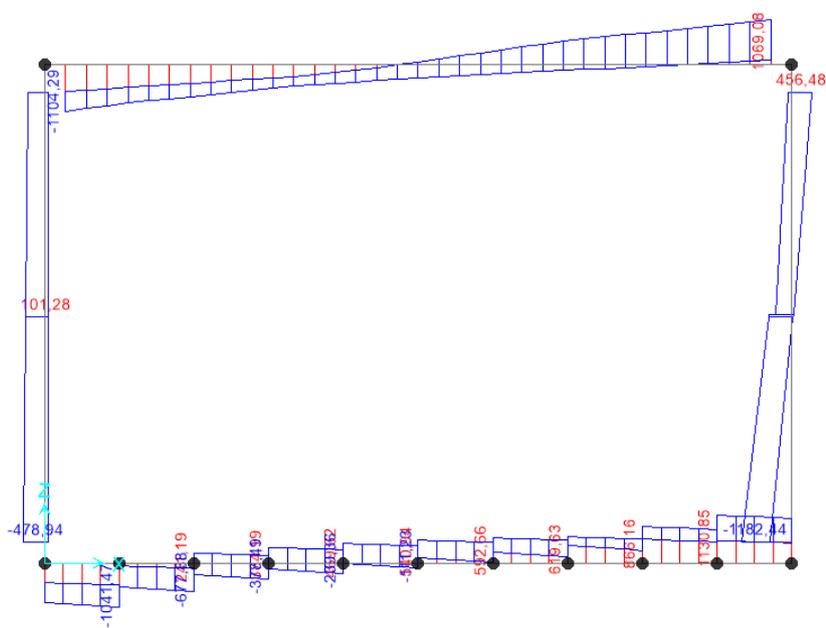


Figura 18 - Involucro sforzi taglienti SLU-SLV

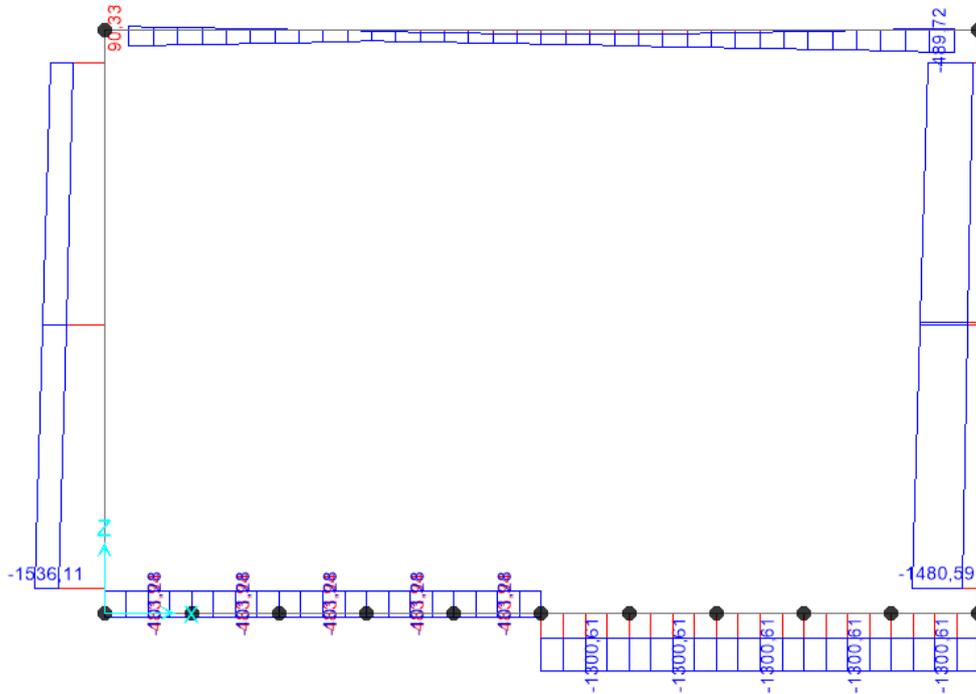


Figura 19 - Inviluppo azioni assiali SLU-SLV

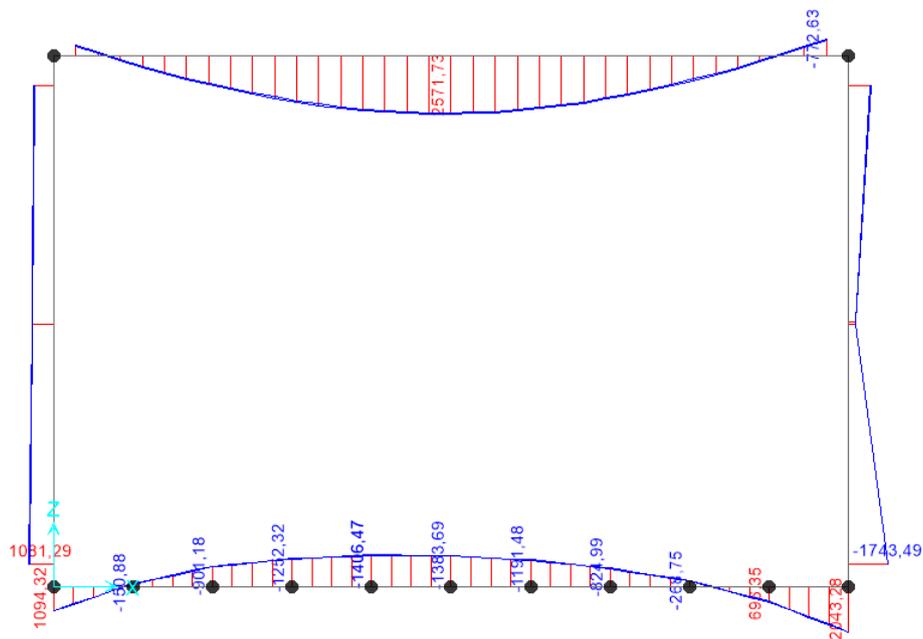


Figura 20 - Inviluppo momenti flettenti SLE rara

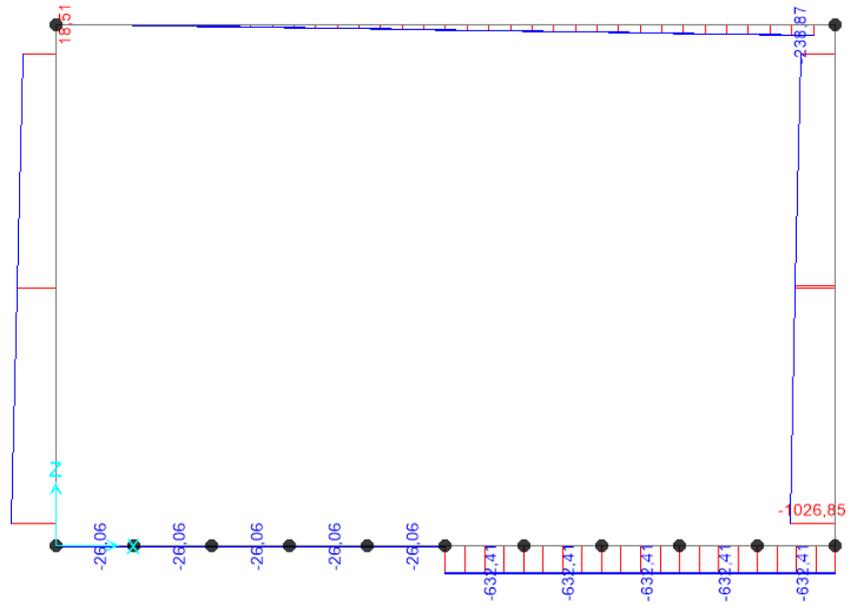


Figura 21 - Involuppo azioni assiali SLE rara

11 VERIFICHE STRUTTURALI

11.1 STATI LIMITE

Le verifiche vengono eseguite considerando i seguenti Stati Limite:

- STATI LIMITE ULTIMI
 - Resistenza per flessione e/o pressoflessione delle membrature
 - Resistenza per taglio delle membrature
- STATI LIMITE DI ESERCIZIO
 - Stato limite di apertura delle fessure
 - Tensioni massime in esercizio

Le verifiche vengono condotte nelle sezioni maggiormente sollecitate per i diversi elementi: soletta di fondazione, pareti, impalcato.

Le verifiche di resistenza vengono condotte a presso-flessione semplice, considerando il momento flettente massimo e lo sforzo normale congruente associato.

Le verifiche a fessurazione vengono condotte con riferimento al punto 4.1.2.2.4 delle NTC, tenendo presenti le integrazioni richieste dal manuale di progettazione delle opere civili parte II-sezione 2 Ponti e Strutture (di seguito richiamate).

L'apertura convenzionale delle fessure viene calcolata con la combinazione SLE FREQ e SLE CARATTERISTICA (rara).

Le condizioni di ogni sezione di calcolo sono

- Armatura poco sensibile
- Condizioni ordinarie

2.6.2.2.2 Stato limite di fessurazione

Per tutte le strutture in cemento armato normale e precompresso, le verifiche a fessurazione saranno eseguite adottando i criteri definiti al p.to 4.1.2.2.4.5 del DM 14.01.2008, con le seguenti ulteriori prescrizioni:

- i valori limite di apertura delle fessure, per la combinazione frequente e per armature poco sensibili, sono i seguenti:
 - a. $\delta_f \leq w_1$ per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.3 del DM 14.1.2008, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture;
 - b. $\delta_f \leq w_2$ per strutture in condizioni ambientali ordinarie secondo il citato paragrafo del DM 14.1.2008.

In ogni caso devono essere condotte le verifiche a fessurazione mediante "calcolo diretto", ai sensi del D.M. 14.01.2008, p.to 4.1.2.2.4.6.

Il valore limite di apertura delle fessure vale pertanto:

- Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti: 0.400 mm
- Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.: 0.300 mm

La verifica tensionale è infine condotta con riferimento alla combinazione rara ed alla combinazione quasi permanente.

Per il calcestruzzo i limiti tensionali risultano pari a 16.8 MPa per la combinazione rara e 16.8 MPa per la combinazione quasi permanente;

Le verifiche vengono svolte con riferimento alle NTC2018.

11.2 SINTESI SOLLECITAZIONI

Di seguito le sollecitazioni a metro lineare risultanti da SAP:

SLU STR-SLV				
Elemento strutturale	Sezione	N (kN)	M _{max} (kNm)	T _{max} (kN)
soletta inferiore	nodo piedritto	1203,92	3959,32	1130,85
	campata	-482,26	-2659,43	-
soletta superiore	nodo piedritto	352,57	-3162,44	1104,29
	campata	79,93	3770,83	-
piedritti	nodo soletta inferiore	1008,79	-1318,00	485,49
	nodo soletta inferiore	845,31	3330,82	485,49
	nodo soletta superiore	477,64	3475,05	1182,44
	nodo soletta superiore	140,66	-2040,43	1182,44

Elemento strutturale	Sezione	SLE RARA	SLE FREQUENTE		SLE QUASI PERMANENTE			
		M _{max} (kNm)		N (kN)	M _{max} (kNm)		N (kN)	M _{max} (kNm)
soletta inferiore	nodo piedritto	2043,28	soletta inferiore	657,51	2077,62	soletta inferiore	734,76	2189,71
	campata	-1406,47		-8,32	-		1340,73	-89,84
soletta superiore	nodo piedritto	-772,63	soletta superiore	14,36	-615,43	soletta superiore	91,35	-1007,95
	campata	2571,73		107,62	2303,72		112,69	1552,62
piedritti	nodo soletta inferiore	804,52	piedritti	947,85	854,22	piedritti	811,64	261,94
	nodo soletta inferiore	1081,29		697,62	942,52		561,42	1216,04
	nodo soletta superiore	1743,49		938,83	1765,28		674,78	1838,74
	nodo soletta superiore	284,08		811,95	170,73		547,90	-171,81

11.3 SOLETTA INFERIORE

Le verifiche sono condotte con riferimento alle combinazioni di carico più gravose per ciascuna sezione.

L'armatura longitudinale utilizzata è pari a due file di $\phi 26/10$ superiormente e $\phi 26/10$ inferiormente. Si inseriscono inoltre staffe $\phi 10$ a 2 braccia passo 10.

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35	
	Resis. compr. di progetto fcd:	15.9	MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	7.9	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	32308.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.76	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	16.8	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	16.8	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	12.6	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Calcestruzzo: C28/35

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	100.0
3	50.0	100.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.5	6.3	26
2	-43.5	93.7	26
3	43.5	93.7	26
4	43.5	6.3	26
5	43.5	11.0	26
6	-43.5	11.0	26

7	-43.5	89.0	26
8	43.5	89.0	26

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	26
2	2	3	8	26
3	5	6	8	26
4	7	8	8	26

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 10 mm
 Passo staffe: 10 cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	1203.92	3959.00	1130.85
2	-482.26	-2659.43	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	632.41	2043.28	0.00
2	18.21	-1406.47	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	657.51	2077.62 (815.66)	0.00 (0.00)
2	-8.32	-1340.73 (-760.64)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	734.76	2189.71 (819.16)	0.00 (0.00)
2	-89.84	-1223.41 (-750.10)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.45)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	1203.92	3959.00	1203.98	3994.32	1.01	106.2(15.9)
2	S	-482.26	-2659.43	-482.13	-3326.96	1.25	106.2(15.9)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.173	-50.0	100.0	0.00214	-43.5	93.7	-0.01670	-43.5	6.3
2	0.00350	0.129	-50.0	0.0	0.00168	-43.5	6.3	-0.02360	-43.5	93.7

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000215618	-0.018061820	0.173	0.700
2	0.000000000	-0.000289264	0.003500000	0.129	0.700

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 10 mm
Passo staffe: 10 cm [Passo massimo di normativa = 33.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata

Ved	Taglio di progetto [kN] = V_y ortogonale all'asse neutro
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
Dmed	Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro. La resistenza delle travi è calcolata assumendo il valore di 0.9 Dmed come coppia interna. I pesi della media sono le lunghezze delle strisce. (Sono escluse le strisce totalmente non compresse).
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm ² /m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm ² /m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_{max} con L =lungh.legat.proietta- ta sulla direz. del taglio e d_{max} = massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	1130.85	2481.04	1246.00	93.7	100.0	2.500	1.076	13.7	15.1(0.0)
2	S	0.00	3343.68	498.40	93.7	100.0	1.000	1.000	0.0	15.1(0.0)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	9.36	-50.0	100.0	-218.4	-24.2	6.3	2100	106.2
2	S	6.13	-50.0	0.0	-168.2	33.8	93.7	2150	106.2

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
kt	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
k2	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k3	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k4	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Cf	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
e sm - e cm	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
sr max	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
wk	Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
Mx fess.	Massima distanza tra le fessure [mm]
My fess.	Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max \cdot (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00121	0.00000	0.500	26.0	50	0.00088 (0.00066)	257	0.226 (990.00)	814.38	0.00
2	S	-0.00093	0.00000	0.500	26.0	50	0.00062 (0.00050)	259	0.161 (990.00)	-763.70	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	9.53	-50.0	100.0	-221.4	-14.5	6.3	2100	106.2
2	S	5.82	-50.0	0.0	-161.5	33.8	93.7	2150	106.2

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00123	0.00000	0.500	26.0	50	0.00089 (0.00066)	257	0.230 (0.40)	815.66	0.00
2	S	-0.00089	0.00000	0.500	26.0	50	0.00059 (0.00048)	259	0.153 (0.40)	-760.64	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	10.07	-50.0	100.0	-231.6	-43.5	6.3	2100	106.2
2	S	5.24	-50.0	0.0	-150.9	33.8	93.7	2150	106.2

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00129	0.00000	0.500	26.0	50	0.00101 (0.00069)	257	0.261 (0.30)	819.16	0.00
2	S	-0.00083	0.00000	0.500	26.0	50	0.00061 (0.00045)	259	0.158 (0.30)	-750.10	0.00

11.4 PIEDRITTI

L'armatura longitudinale utilizzata è pari $\phi 26/10 + \phi 22/10$ superiormente e due file di $\phi 26/10$ inferiormente. Si inseriscono inoltre staffe $\phi 10$ a 2 braccia passo 10.

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35
	Resis. compr. di progetto fcd:	15.9 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	7.9 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	32308.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.76 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	16.8 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	16.8 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	12.6 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta 1 * \beta 2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta 1 * \beta 2$:	0.50
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio: Poligonale

Classe Calcestruzzo: C28/35

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	100.0
3	50.0	100.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.7	6.3	26
2	-43.7	93.7	26
3	43.7	93.7	26
4	43.7	6.3	26
5	-43.7	11.5	26
6	43.7	11.5	26
7	43.7	89.0	22
8	-43.7	89.0	22

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	26
2	2	3	8	26
3	5	6	8	26
4	8	7	8	22

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 10 mm
 Passo staffe: 10.0 cm
 Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	1008.79	-1318.00	485.49
2	845.31	3330.82	485.49
3	477.64	3475.05	1182.44
4	140.66	-2040.43	1182.44

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)

con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	743.03	804.52	0.00
2	993.25	1081.29	0.00
3	1026.85	1743.49	0.00
4	899.97	284.08	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	947.85	854.22 (968.97)	0.00 (0.00)
2	697.62	942.52 (883.30)	0.00 (0.00)
3	938.83	1765.28 (841.36)	0.00 (0.00)
4	811.95	170.73 (22615.45)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	811.64	261.94 (2027.66)	0.00 (0.00)
2	561.42	1216.04 (828.11)	0.00 (0.00)
3	674.78	1838.74 (810.89)	0.00 (0.00)
4	547.90	-171.81 (-2233.07)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	1008.79	-1318.00	1008.78	-3458.07	2.64	197.3(30.0)
2	S	845.31	3330.82	845.59	3844.38	1.15	197.3(30.0)
3	S	477.64	3475.05	477.83	3704.40	1.07	197.3(30.0)
4	S	140.66	-2040.43	140.79	-3110.99	1.53	197.3(30.0)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)

Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-50.0	0.0	0.00194	-43.7	6.3	-0.01968	-43.7	93.7
2	0.00350	-50.0	100.0	0.00214	-43.7	93.7	-0.01680	-43.7	6.3
3	0.00350	-50.0	100.0	0.00200	-43.7	93.7	-0.01882	-43.7	6.3
4	0.00350	-50.0	0.0	0.00173	-43.7	6.3	-0.02289	-43.7	93.7

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000247379	0.003500000	----	----
2	0.000000000	0.000216655	-0.018165484	----	----
3	0.000000000	0.000238182	-0.020318169	----	----
4	0.000000000	-0.000281632	0.003500000	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe:	10 mm
Passo staffe:	10.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver	S = comb. verificata / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [kN] = V_y ortogonale all'asse neutro
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
d z	Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro Braccio coppia interna [cm] La resistenza dei pilastri è calcolata assumendo il valore di z (coppia interna) I pesi della media sono le lunghezze delle strisce.(Sono escluse le strisce totalmente non compresse).
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm ² /m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm ² /m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_{max} con L =lungh.legat.proietta- ta sulla direz. del taglio e d_{max} = massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	485.49	2560.59	1352.86	94.3 88.0	100.0	2.500	1.064	5.6	15.7(0.0)
2	S	485.49	2512.65	1340.53	93.7 87.2	100.0	2.500	1.053	5.7	15.7(0.0)
3	S	1182.44	2473.80	1349.50	94.1 87.8	100.0	2.500	1.030	13.8	15.7(0.0)
4	S	1182.44	2447.80	1363.44	95.0 88.7	100.0	2.500	1.009	13.6	15.7(0.0)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	4.19	-50.0	100.0	-67.0	-14.6	6.3	1800	106.2
2	S	5.62	-50.0	100.0	-90.3	-43.7	6.3	1800	106.2
3	S	8.69	-50.0	100.0	-168.2	-34.0	6.3	1950	106.2
4	S	1.83	-50.0	100.0	-5.2	-43.7	6.3	700	53.1

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
kt	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
k2	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k3	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2)/(2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k4	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Cf	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
e sm - e cm	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
sr max	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
wk	Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
Mx fess.	Massima distanza tra le fessure [mm]
My fess.	Apertura fessure in mm calcolata = $sr_{max} * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00038	0.00000	0.500	26.0	50	0.00020 (0.00020)	245	0.049 (990.00)	923.85	0.00
2	S	-0.00051	0.00000	0.500	26.0	50	0.00027 (0.00027)	245	0.066 (990.00)	922.70	0.00
3	S	-0.00094	0.00000	0.500	26.0	50	0.00064 (0.00050)	251	0.160 (990.00)	852.46	0.00
4	S	-0.00004	0.00000	0.500	26.0	50	0.00002 (0.00002)	228	0.004 (990.00)	2108.08	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	4.54	-50.0	100.0	-65.2	-34.0	6.3	1750	106.2
2	S	4.79	-50.0	100.0	-85.2	-43.7	6.3	1900	106.2
3	S	8.73	-50.0	100.0	-174.4	-34.0	6.3	2000	106.2
4	S	1.29	-50.0	100.0	0.9	-43.7	6.3	0	0.0

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00037	0.00000	0.500	26.0	50	0.00020 (0.00020)	243	0.047 (0.40)	968.97	0.00
2	S	-0.00048	0.00000	0.500	26.0	50	0.00026 (0.00026)	249	0.064 (0.40)	883.30	0.00
3	S	-0.00097	0.00000	0.500	26.0	50	0.00066 (0.00052)	253	0.168 (0.40)	841.36	0.00
4	S	0.00000	0.00000	0.500	26.0	50	0.00066 (0.00052)	0	0.001 (0.40)	22615.45	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.68	-50.0	100.0	-5.2	-34.0	6.3	750	53.1
2	S	5.95	-50.0	100.0	-123.6	-24.3	6.3	2000	106.2
3	S	8.87	-50.0	100.0	-194.2	-24.3	6.3	2050	106.2
4	S	1.07	-50.0	0.0	-3.0	34.0	93.7	700	53.1

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
-------	-----	----	----	----	---	----	-------------	--------	----	---------	---------

1	S	-0.00004	0.00000	0.500	26.0	50	0.00002 (0.00002)	232	0.004 (0.30)	2027.66	0.00
2	S	-0.00069	0.00000	0.500	26.0	50	0.00048 (0.00037)	253	0.122 (0.30)	828.11	0.00
3	S	-0.00108	0.00000	0.500	26.0	50	0.00083 (0.00058)	255	0.212 (0.30)	810.89	0.00
4	S	-0.00002	0.00000	0.500	26.0	50	0.00001 (0.00001)	228	0.002 (0.30)	-2233.07	0.00

11.5 SOLETTA SUPERIORE

L'armatura longitudinale utilizzata è pari a due file di $\phi 26/10$ superiormente e due file di $\phi 26/10$ inferiormente. Si inseriscono inoltre staffe $\phi 10$ a 2 braccia passo 10.

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35
	Resis. compr. di progetto fcd:	15.9 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	7.9 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	32308.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.76 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	16.8 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	16.8 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	12.6 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta 1^* \beta 2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta 1^* \beta 2$:	0.50
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Calcestruzzo:	C28/35

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	130.0
3	50.0	130.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
---------	--------	--------	-----------

1	-43.5	6.5	26
2	-43.5	123.5	26
3	43.5	123.5	26
4	43.5	6.5	26
5	43.5	11.0	26
6	-43.5	11.0	26
7	-43.5	119.0	26
8	43.5	119.0	26

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	26
2	2	3	8	26
3	5	6	8	26
4	7	8	8	26

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe:	10 mm
Passo staffe:	10 cm

Indicazione Barre Longitudinali di risvolto per ogni staffa:

N°Staffa	Barra	Barra	Barra	Barra
1	1	2	3	4

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	352.57	-3162.44	1104.29
2	79.93	3770.83	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	352.57	-3162.44	0.00
2	79.93	3770.83	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	352.57	-3162.44 (-1243.50)	0.00 (0.00)
2	79.93	3770.83 (1213.01)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	91.35	-1007.95 (-1236.32)	0.00 (0.00)
2	112.69	1552.62 (1230.18)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	352.57	-3162.44	352.60	-4953.17	1.57	212.4(39.0)
2	S	79.93	3770.83	79.85	4802.75	1.27	212.4(39.0)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-50.0	0.0	0.00186	-43.5	6.5	-0.02775	-43.5	123.5
2	0.00350	-50.0	130.0	0.00179	-43.5	123.5	-0.02907	-43.5	6.5

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
--------	---	---	---	-----	--------

1	0.000000000	-0.000253000	0.003500000	----	----
2	0.000000000	0.000263753	-0.030787847	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 10 mm
Passo staffe: 10 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata / N = comb. non verificata
Ved Taglio di progetto [kN] = Vy ortogonale all'asse neutro
Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]
Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]
La resistenza dei pilastri è calcolata assumendo il valore di z (coppia interna)
I pesi della media sono le lunghezze delle strisce. (Sono escluse le strisce totalmente non compresse).
bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta-
ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	1104.29	3280.93	1112.09124.5	118.0	100.0	2.500	1.017	9.6	9.6(0.0)
2	S	0.00	4704.48	445.69124.7	118.2	100.0	1.000	1.004	0.0	9.6(0.0)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	9.12	-50.0	0.0	-263.7	33.8	123.5	2200	106.2
2	S	10.65	-50.0	130.0	-328.9	-33.8	6.5	2200	106.2

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm

Ver. Esito della verifica
e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2 = 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
wk Apertura fessure in mm calcolata = sr max*(e_sm - e_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
-------	-----	----	----	----	---	----	-------------	--------	----	---------	---------

1	S	-0.00142	0.00000	0.500	26.0	52	0.00110 (0.00079)	268	0.294 (990.00)	-1243.50	0.00
2	S	-0.00177	0.00000	0.500	26.0	52	0.00142 (0.00099)	268	0.382 (990.00)	1213.01	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	9.12	-50.0	0.0	-263.7	33.8	123.5	2200	106.2
2	S	10.65	-50.0	130.0	-328.9	-33.8	6.5	2200	106.2

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00142	0.00000	0.500	26.0	52	0.00110 (0.00079)	268	0.294 (0.40)	-1243.50	0.00
2	S	-0.00177	0.00000	0.500	26.0	52	0.00142 (0.00099)	268	0.382 (0.40)	1213.01	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.89	-50.0	0.0	-84.9	33.8	123.5	2200	106.2
2	S	4.44	-50.0	130.0	-132.0	-43.5	6.5	2200	106.2

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00046	0.00000	0.500	26.0	52	0.00028 (0.00025)	268	0.074 (0.30)	-1236.32	0.00
2	S	-0.00071	0.00000	0.500	26.0	52	0.00051 (0.00040)	268	0.137 (0.30)	1230.18	0.00

11.6 INCIDENZA ARMATURE

Si riporta l'incidenza armature, il cui calcolo è stato effettuato considerando:

- un'armatura trasversale di ripartizione in quantità non minore del 20% dell'armatura principale
- quantitativo armatura a taglio
- quantitativo armatura longitudinale
- 15% dell'armatura a taglio per le legature
- 15% dell'armatura longitudinale per le sovrapposizioni

INCIDENZA (Kg/m ³)	
soletta inferiore	240
soletta superiore	185
piedritti	220