

INDICE

1.	PREMESSA.....	6
2.	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	7
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	7
2.2	ELABORATI DI PROGETTO DI RIFERIMENTO	8
3.	CARATTERISTICHE MATERIALI	9
3.1	CALCESTRUZZO	9
	3.1.1 <i>Magrone</i>	9
	3.1.2 <i>Calcestruzzo per soletta di fondazione, piedritti e soletta di copertura</i>	9
3.2	ACCIAIO	9
	3.2.1 <i>Acciaio di armatura per c.a.</i>	9
4.	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	11
5.	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	13
6.	MODELLO DI CALCOLO	14
7.	ANALISI DEI CARICHI	17
7.1	PESO PROPRIO (PP)	17
7.2	SOVRACCARICO PERMANENTE (PERM).....	17
	7.2.1 <i>Pravimentazione stradale</i>	17
	7.2.2 <i>Ballast e armamento (G2)</i>	18
	7.2.3 <i>Peso sicurvvia (G2)</i>	19
7.3	AZIONI SOLLECITANTI ESERCITATE DAI CARICHI FERROVIARI.....	19
7.4	AZIONI VARIABILE DA TRAFFICO	22
	7.4.1 <i>Definizione delle corsie convenzionali</i>	23
	7.4.2 <i>Ripartizione dei carichi concentrati Tandem</i>	23
	7.4.3 <i>Configurazioni di carico</i>	25

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	3 di 164

7.6	AZIONE DI FRENAMENTO E ACCELERAZIONE	30
7.7	AZIONI CENTRIFUGA	31
7.8	AZIONI CLIMATICHE.....	33
	7.8.1 Azioni termiche uniformi (TU).....	33
	7.8.2 Azioni termiche differenziali (TF).....	33
	7.8.3 Ritiro	34
7.9	CARICO DEL VENTO	35
7.10	AZIONI SISMICHE	41
	7.10.1 Forze d'inerzia orizzontali (Sisma H).....	48
	7.10.2 Forze d'inerzia verticali (Sisma V)	50
7.11	URTI DA TRAFFICO FERROVIARIO	51
8.	RISULTATI DELLE ANALISI	55
8.1	SOLLECITAZIONI SOLETTA SUPERIORE – INCASTRO (S1).....	61
	8.1.1 SLU.....	61
	8.1.2 SLE Rara/ Frequente/Quasi Permanenti	61
	8.1.3 Combinazione Eccezionale	62
8.2	SOLLECITAZIONI SOLETTA SUPERIORE – MEZZERIA (S2).....	62
	8.2.1 SLU.....	62
	8.2.2 SLE Rara/ Frequente/Quasi Permanente.....	63
	8.2.3 Combinazione Eccezionale	63
8.3	SOLLECITAZIONI PIEDRITTO –INCASTRO (S3).....	64
	8.3.1 SLU.....	64
	8.3.2 SLE Rara/ Frequente/Quasi Permanente.....	64
	8.3.3 Combinazione Eccezionale	65
8.4	SOLLECITAZIONI PIEDRITTO –SPICCATO (S4).....	65

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	4 di 164

8.4.1	SLU.....	65
8.4.2	SLE Rara/ Frequente/Quasi Permanente.....	66
8.4.3	Combinazione Eccezionale.....	66
8.5	SOLLECITAZIONI PIEDRITTO –MEZZERIA (S5).....	67
8.5.1	SLU.....	67
8.5.2	SLE Rara/ Frequente/Quasi Permanente.....	67
8.5.3	Combinazione Eccezionale.....	68
8.6	SOLLECITAZIONI SOLETTA INFERIORE –INCASTRO (S6).....	68
8.6.1	SLU.....	68
8.6.2	SLE Rara/ Frequente/Quasi Permanente.....	68
8.6.3	Combinazione Eccezionale.....	69
8.7	SOLLECITAZIONI SOLETTA INFERIORE –MEZZERIA (S7).....	70
8.7.1	SLU.....	70
8.7.2	SLE Rara/ Frequente/Quasi Permanente.....	70
8.7.3	Combinazione Eccezionale.....	71
9.	VERIFICHE.....	72
9.1	CRITERI DI VERIFICA.....	72
9.2	STATI LIMITE ULTIMI.....	72
9.3	STATI LIMITE DI ESERCIZIO.....	73
9.4	S1 SOLETTA SUPERIORE – APPOGGIO.....	76
9.5	S2 SOLETTA SUPERIORE – MEZZERIA.....	84
9.6	S3 PIEDRITTO – TESTA.....	93
9.7	S4 PIEDRITTO – PIEDE.....	101
9.8	S4 PIEDRITTO – PIEDE - URTO.....	109
9.9	S5 PIEDRITTO – MEZZERIA.....	112

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	5 di 164


9.10	S5 PIEDRITTO – MEZZERIA – URTO	120
9.11	S6 SOLETTA DI FONDAZIONE – APPOGGIO.....	122
9.12	S6 SOLETTA DI FONDAZIONE – APPOGGIO - URTO	130
9.13	S7 SOLETTA DI FONDAZIONE – MEZZERIA.....	132
9.14	CAPACITA PORTANTE	140
9.15	ARMATURA LONGITUDINALE	151
9.16	INCIDENZA ARMATURA	151
10.	ALLEGATI.....	153
10.1	ALLEGATO 1 – COMBINAZIONI SLU.....	153
10.2	ALLEGATO 2 – COMBINAZIONI SLE.....	156
10.3	ALLEGATO 3 – COMBINAZIONI SLV.....	162
10.4	ALLEGATO 4 – COMBINAZIONI SLU_GEO.....	162

1. PREMESSA

Il progetto delle opere d'arte è stato redatto sulla base delle impostazioni ed esigenze espresse dal progetto della viabilità, uniformandosi a quest'ultimo per quanto riguarda ubicazione ed ampiezza della struttura a scavalco, oltre che, ovviamente, per quanto concerne le rispettive caratteristiche planimetriche ed altimetriche, riservando particolare attenzione ai franchi orizzontali e verticali minimi prescritti dalla normativa vigente.

In particolare la presente relazione riporta il dimensionamento delle strutture scatolari in calcestruzzo armato gettato in opera previste per la realizzazione della galleria ferroviaria GA01. Lo scavalco è composto da una struttura scatolare con soletta superiore a una campata pari a 12.74m e con fondazione superficiale piana. Al fine di limitare gli scarichi sui terreni di fondazione dei rilevati stradali in terra si è deciso di ridurre la dimensione e lunghezza dei rilevati stessi sostituendoli con rampe di approccio in struttura scatolare.

La presente relazione ha per oggetto le verifiche secondo il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite (S.L.).

	RADDOPPIO CESANO - VIGNA DI VALLE - PROGETTO DEFINITIVO					
	RELAZIONE DI CALCOLO – GA01	COMMESSA NR1J	LOTTO 01 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO GA0100 001	REV. B

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 e conformi alle normative vigenti:

- ✓ Ministero delle Infrastrutture, DM 17 gennaio 2018, «Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni»
- ✓ Ministero delle Infrastrutture e Trasporti, circolare 2 febbraio 2009, n. 617 C.S.LL.PP., «Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018»
- ✓ Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 001 B - Manuale di Progettazione delle Opere Civili – Parte II – Sezione 2. Ponti e strutture, e relativi allegati (A, B, C)
- ✓ Istruzione RFI DTC INC CS SP IFS 001 B - Manuale di Progettazione delle Opere Civili – Parte II – Sezione 3. Corpo stradale, e relativi allegati (A, B, C, D, E)
- ✓ Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 002 - Specifica per la progettazione e l'esecuzione di cavalcavia e passerelle pedonali sulla sede ferroviaria
- ✓ Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 003 - Specifica per la verifica a fatica dei ponti ferroviari
- ✓ Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 004 - Specifica per la progettazione e l'esecuzione di impalcati ferroviari a travi in ferro a doppio T incorporate nel calcestruzzo
- ✓ Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 005 - Specifica per il progetto, la produzione, il controllo della produzione e la posa in opera dei dispositivi di vincolo e dei coprigiunti degli impalcati ferroviari e dei cavalcavia
- ✓ 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 – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	8 di 164

2.2 Elaborati di progetto di riferimento

Titolo	Scala																				
Relazione tecnica descrittiva	-	N	R	1	J	0	1	D	2	9	R	O	G	A	0	1	0	0	0	0	1
Planimetria di progetto	1:500	N	R	1	J	0	1	D	2	9	P	8	G	A	0	1	0	0	0	0	1
Relazione di calcolo scatolari di approccio	-	N	R	1	J	0	1	D	2	9	C	L	G	A	0	1	0	0	0	0	2
Fasi costruttive	Varie	N	R	1	J	0	1	D	2	9	B	Z	G	A	0	1	0	0	0	0	1
Pianta scavi e sezioni	Varie	N	R	1	J	0	1	D	2	9	P	Z	G	A	0	1	0	0	0	0	1
Carpenteria opera di scavalco - Pianta e sezioni	Varie	N	R	1	J	0	1	D	2	9	B	Z	G	A	0	1	0	0	0	0	2
Carpenteria opera di scavalco - Prospetto e sezione longitudinale	Varie	N	R	1	J	0	1	D	2	9	B	Z	G	A	0	1	0	0	0	0	3
Carpenteria scatolari di approccio - Pianta e sezioni	Varie	N	R	1	J	0	1	D	2	9	B	Z	G	A	0	1	0	0	0	0	4

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 = C32/40

R_{ck} = resistenza cubica = 40.00 N/mm²

f_{ck} = resistenza cilindrica caratteristica = 0.83 R_{ck} = 32.0 N/mm²

f_{cm} = resistenza cilindrica media = $f_{ck} + 8$ = 40.0 N/mm²

f_{cd} = resistenza di calcolo a compressione = $\alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c$ = 0.85 * 32/1.5 = 18.1 N/mm²

f_{ctm} = resistenza a trazione media = 0.30 * $f_{ck}^{(2/3)}$ = 3.02 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} = 19.2 N/mm²

σ_c = Resistenza a compressione (Comb. Quasi Permanente) = 0.45 * f_{ck} = 14.4 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

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

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

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	10 di 164

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

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

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

$(f_t/f_y)_{k \max}$ = 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 in oggetto risulta sostanzialmente costituita da rampe scatolari in c.a. di approdo all'opera di scavalco della sede ferroviaria costituita da un viadotto a un campata a struttura in c.a.p. di luce pari a 12.74m,. Le rampe di approdo all'opera di scavalco sono realizzate mediante strutture scatolari in conglomerato cementizio armato gettato in opera. L'altezza netta interna dello scatolare è 10.30m. Lo spessore della soletta superiore è 1.20m, dei piedritti è pari a 1.50m e del solettone di fondo è pari a 1.50m. Il manufatto è gettato in uno concio di lunghezza 28.8 m. Il dimensionamento è stato condotto con riferimento alla sezione centrale dello scatolare considerando un'altezza di calcolo di 11.65 m ed una struttura piana rappresentativa di una striscia trasversale dell'opera avente larghezza unitaria (1.0m).

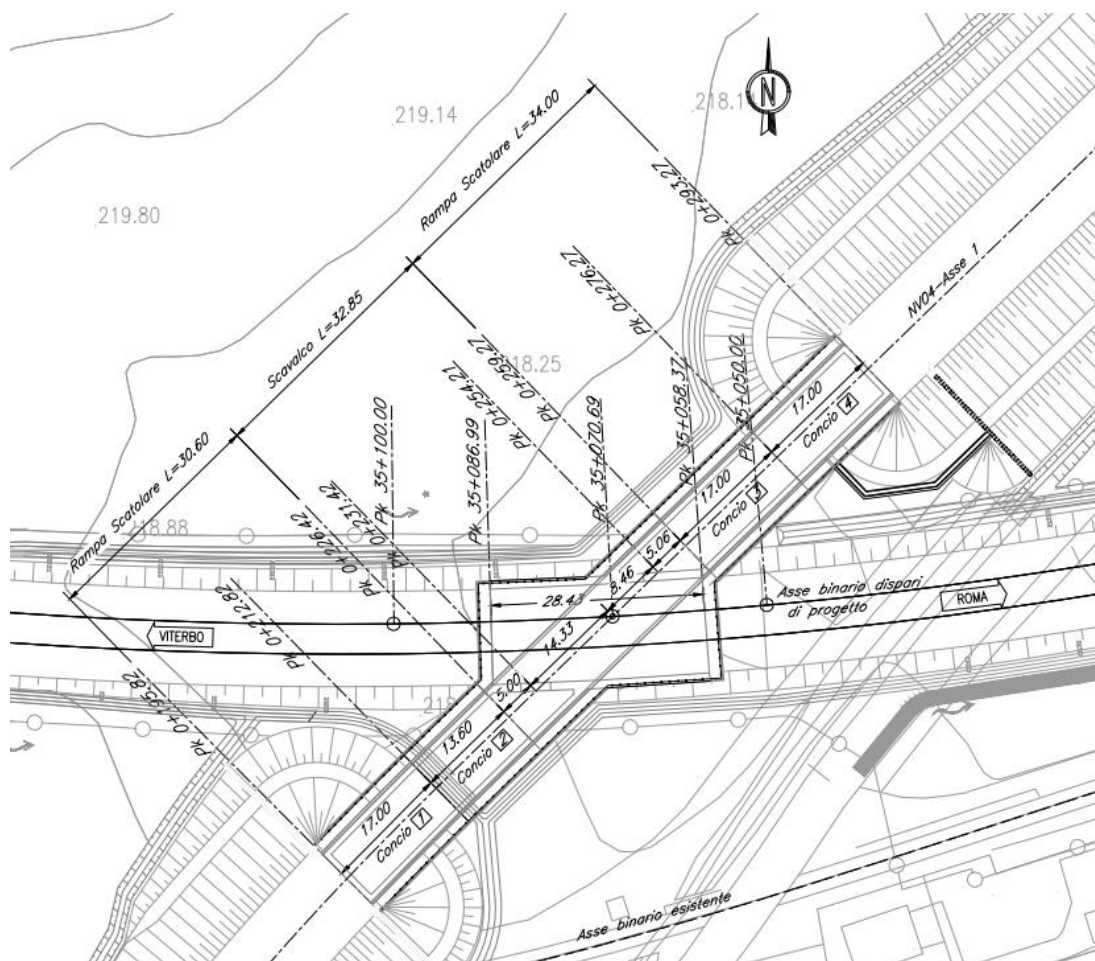


Fig. 1 – Planimetria generale con inquadramento dell'opera

5. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Per l'inquadramento geotecnico dell'opera si riporta l'estratto dell'elaborato Relazione Geotecnica [NR1J00D29GEGE0005001A] di cui si riporta un estratto per i dati geotecnici di interesse.

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

Modello geotecnico n° 6, dalla pk 34+600 alla pk 36+050:

Unità geotecnica	Descrizione	z iniz (m)	z fin (m)	spessore (m)	Peso di volume (kN/m ³)	Tipo di terreno	Angolo di resistenza al taglio ϕ' (°)	C' (kPa)	Modulo elastico E (MPa)
U2a	Sabbia limosa / limo sabbioso	0	10	10	16	GG	30	0	20
U3a	PVI-Depositi vulcanici - Sabbia limosa con ghiaia limosa	10	18	8	17	GG	32	0	55
U4a	Roccia basaltica	18	30	12	26	R	40	0	5000 (*)

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 $h = 1.20\text{m}$
- piedritti $h = 1.50\text{ m}$
- soletta di fondazione $h = 1.50\text{ m}$

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

- Struttura in elevazione $E = 33346\text{ N/mm}^2$: $\text{cls Rck} = 40\text{N/mm}^2$

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

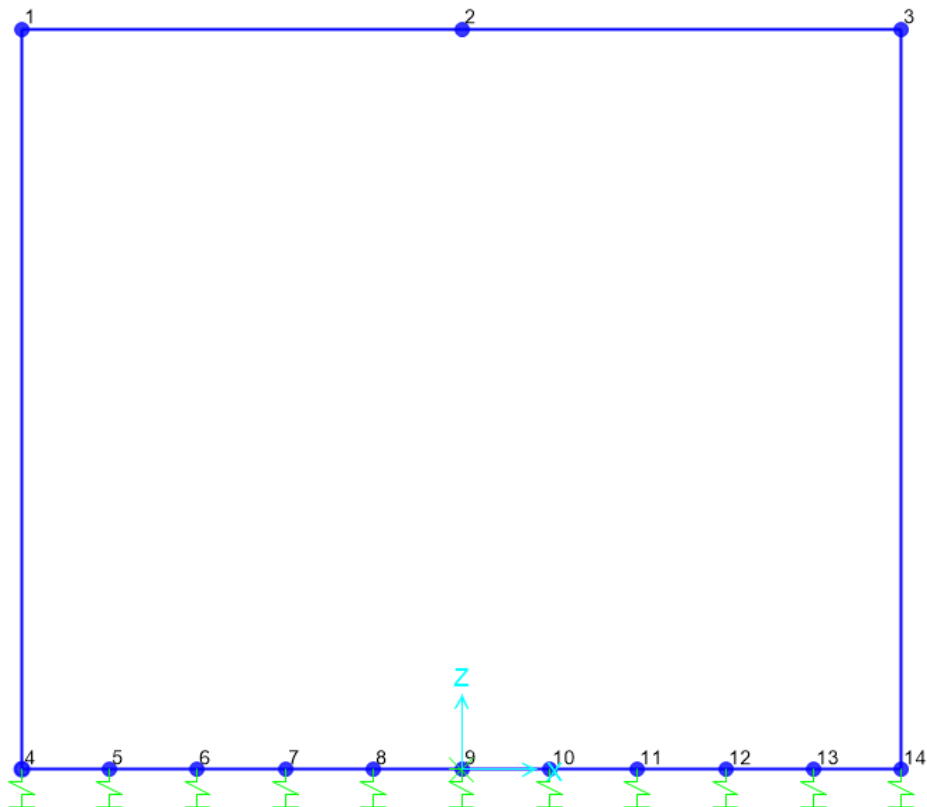


Fig. 1 - Modello di calcolo – numerazione dei nodi

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

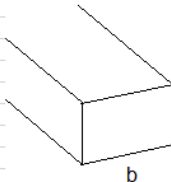
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	15 di 164

Tabella -coordinate nodali					
Joint	CoordSys	CoordType	GlobalX	GlobalY	GlobalZ
Text	Text	Text	m	m	m
1	GLOBAL	Cartesian	-6.92	0	11.65
2	GLOBAL	Cartesian	0	0	11.65
3	GLOBAL	Cartesian	6.92	0	11.65
4	GLOBAL	Cartesian	-6.92	0	0
5	GLOBAL	Cartesian	-5.536	0	0
6	GLOBAL	Cartesian	-4.152	0	0
7	GLOBAL	Cartesian	-2.768	0	0
8	GLOBAL	Cartesian	-1.384	0	0
9	GLOBAL	Cartesian	0	0	0
10	GLOBAL	Cartesian	1.384	0	0
11	GLOBAL	Cartesian	2.768	0	0
12	GLOBAL	Cartesian	4.152	0	0
13	GLOBAL	Cartesian	5.536	0	0
14	GLOBAL	Cartesian	6.92	0	0

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 rigidità (Vesic, 1965):

Per cui risulta:	$K = \frac{0.65E}{1-\nu^2} \left[\frac{Eb^4}{(EJ)_{fond}} \right]$	
E=	20000 kN/mq	elastico del terreno
ν =	0.3	coeff. di Poisson
trave di fondazione		
b=	1 m	dimensione trasversale trave
h=	1.5 m	altezza trave
J=	0.28125 m ⁴	inerzia trave
Rck=	40 Mpa	
E _c =	33345764 kN/mq	modulo di elasticità cls
K=	8557 kN/mc	modulo di reazione lineare sulla trave



La soletta inferiore viene divisa in 10 elementi per poter schematizzare, tramite le molle applicate, l'interazione terreno struttura.

Per la rigidità delle molle, nel caso in esame, si assume un valore del modulo di reazione verticale $K_s=8557 \text{ kN/m}^3$.

Con questo valore si ricavano i valori delle singole molle, ottenendo per le 5 molle centrali un valore di:

$$K_{centrale} = K_s \times 1.384 = 11'843 \text{ kN/m}$$

$$K_7 = K_8 = K_9 = K_{10} = K_{11} = 11'843 \text{ kN/m}$$

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	16 di 164

I valori delle molle sotto i piedritti si ottengono con la seguente formulazione:

$$K_{14} = K_{14} = 2 \times K_s \times (S_p/2 + i/2) = 2 \times 8557 \times (1.50/2 + 1.384/2) = 24'678 \text{ kN/m}$$

Ed infine i valori delle molle nei nodi 5, 6, 12 e 15 come da letteratura si assumono:

$$K_5 = K_6 = K_{12} = K_{13} = 1.5 \times K_{\text{centrale}} = 17'764 \text{ kN/m}$$

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 $\gamma = 25.0 \text{ kN/m}^3$.

7.2 Sovraccarico permanente (PERM)

Sul solettone superiore si considera uno spessore medio del massetto delle pendenze $s_b = 0.15\text{m}$ con peso per unità di volume $\gamma_b = 20.00\text{kN/m}^3$. Nel caso presente, non è presente un ricoprimento

Sul solettone fondazione si considera uno spessore medio del massetto delle pendenze $s_b = 2.85\text{m}$ con peso per unità di volume $\gamma_b = 20.00\text{kN/m}^3$

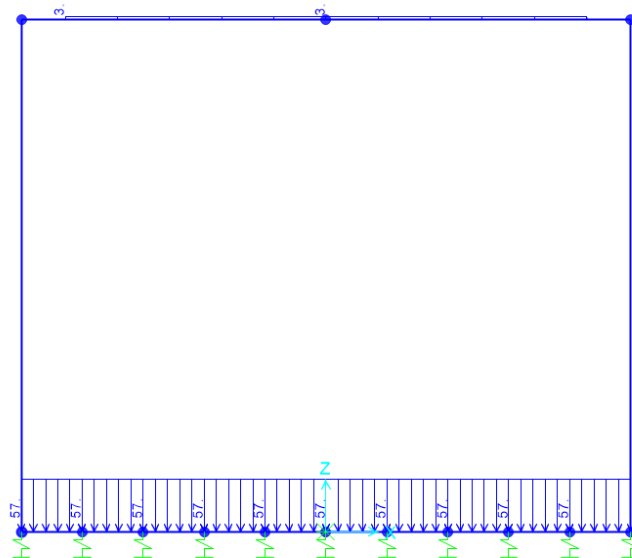


Fig. 2 - Sovraccarico permanente

7.2.1 Pruvimentazione stradale

Sul solettone superiore si considera uno spessore di pavimentazione stradale pari a 0.12m con peso di unità di volume $\gamma_{\text{pav_str}} = 20.00\text{kN/m}^3$.

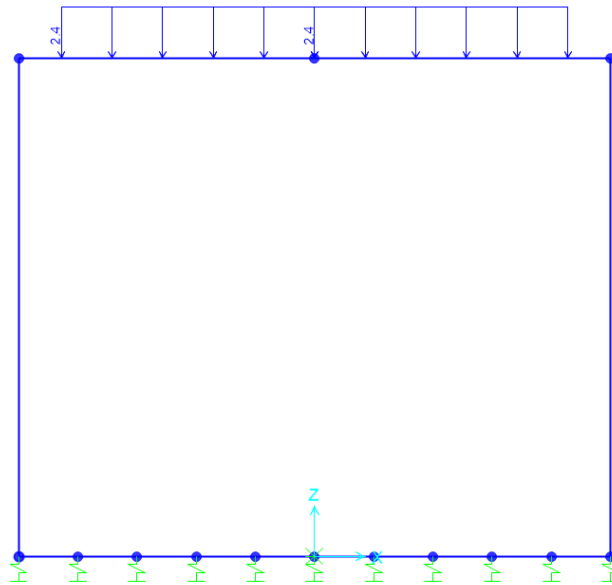


Fig. 4– G2_Pavimentazione

7.2.2 Ballast e armamento (G2)

Sul solettone inferiore 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 della soletta fondazione .

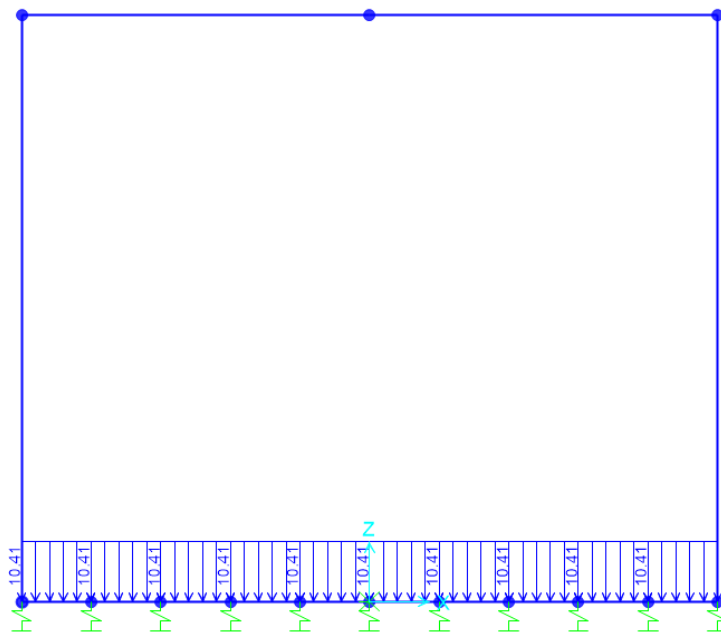


Fig. 5– G2_Ballast armamento

7.2.3 Peso sicurvia (G2)

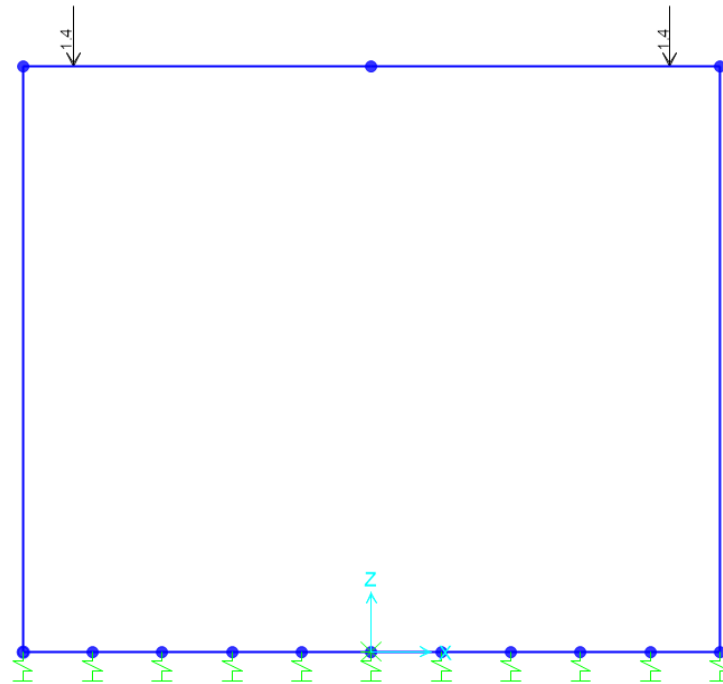


Fig. 6– G2_Sicurvia

7.3 Azioni sollecitanti esercitate dai carichi ferroviari

I carichi verticali sono definiti per mezzo di 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

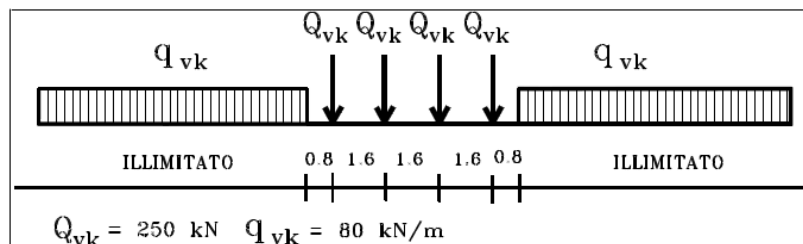
I valori dei suddetti carichi relativi alla configurazione LM71 e SW2 dovranno essere moltiplicati per un coefficiente di adattamento, variabile in ragione della tipologia dell'Infrastruttura (ferrovia ordinaria, ferrovia leggera metropolitana), viene di seguito riportata la tabella con la variabilità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

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

Categorie di linea STI		Tipo di traffico		
		Traffico passeggeri (P)	Traffico merci (F)	Traffico misto (M)
Tipo di linea	Nuova linea TEN fondamentale (IV)	IV-P	IV-F	IV-M
	Linea TEN fondamentale ristrutturata (V)	V-P	V-F	V-M
	Altra nuova linea TEN (VI)	VI-P	VI-F	VI-M
	Altra linea TEN ristrutturata (VII)	VII-P	VII-F	VII-M

Treno di carico LM71



E' stato applicato un carico distribuito equivalente dei 4 assi 250 kN ad interasse 1.60 m.

$$q_{\text{equivalente}} = 4 \times 250 / 6.40 = 156.25 \text{ kN/m.}$$

La distribuzione trasversale è come segue:

Lunghezza della traversa pari à 2.4m;

Distribuzione attraverso il ballast è con un pendio di 4:1 (Fig. 5.2.5 dal NTC 2018) e un spessore minimo del ballast sotto le traverse pari a 0.3m;

La distribuzione attraverso la soletta sotto-ballast con un angolo di 45°.

Larghezza di diffusione in direzione trasversale è pari a $2.4 + 0.3 \times 2 / 4 + 2 \times 2.85 + 2 \times 1.5 / 2 = 9.75\text{m}$

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	21 di 164

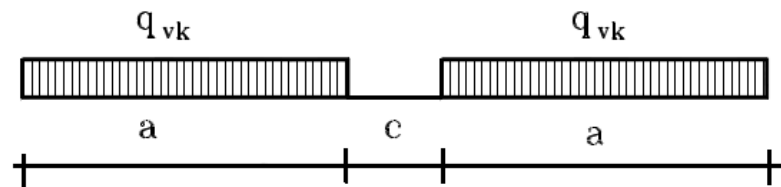
$$Q_{vk} = 4 \times 250 / (6.40 \times 9.75) = 16.03 \text{ kN/m}^2$$

$$q = q_{\text{equivalente}} \times \alpha \times \varphi = 16.03 \times 1.10 = \mathbf{17.63 \text{ kN/m}^2}$$

$$q_{vk} = 80 / 9.75 = 8.21 \text{ kN/m}^2$$

$$q = q_{\text{equivalente}} \times \alpha \times \varphi = 8.21 \times 1.10 = \mathbf{9.03 \text{ kN/m}^2}$$

Treno di carico SW2



$$q_{\text{equivalente}} = 150/9.75 = 15.38 \text{ kN/m}^2$$

$$q = q_{\text{equivalente}} \times \alpha \times \varphi = 15.38 \times 1.10 \times 1.00 = \mathbf{16.92 \text{ kN/m}^2}$$

Ai fini delle verifiche di portanza si considera 2 treni LM71 a favore di sicurezza.

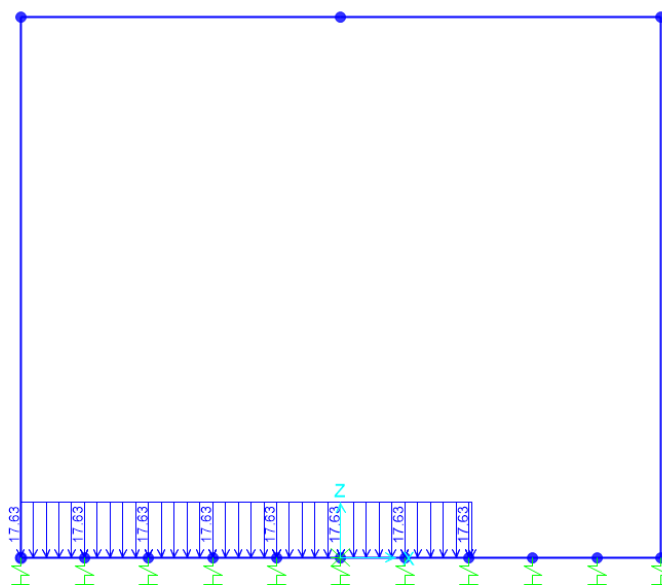


Fig. 3 - Azione treno di carico LM71 su linea ferroviaria sinistra

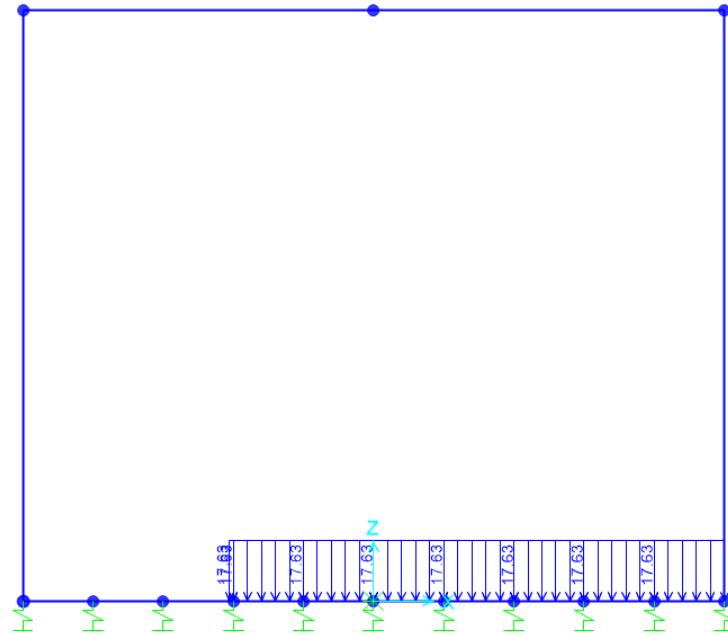


Fig. 4 - Azione di treno di carico LM71 su linea ferroviaria destra

7.4 Azioni variabile da traffico

In conformità alla normativa di riferimento (N.T.C.2018 §5.1.3.3), si prendono in considerazione i carichi mobili per ponti di 1° categoria di seguito riportati:

- prima colonna di carico costituita da due carichi assiali $Q_{1k} = 300\text{kN}$ e un carico uniformemente distribuito $q_{1k} = 9\text{kN/m}^2$ su una larghezza convenzionale pari a 3.00m;
- seconda colonna di carico, analoga alla precedente, ma con carichi rispettivamente pari a $Q_{2k} = 200\text{kN}$ e $q_{2k} = 2.5\text{kN/m}^2$;
- terza colonna di carico, analoga alla precedente, ma con carichi rispettivamente pari a $Q_{3k} = 100\text{kN}$ e $q_{3k} = 2.5\text{kN/m}^2$;
- quarta colonna di carico e/o area rimanente costituita da un carico uniformemente distribuito pari a $q_{rk} = 2.5\text{kN/m}^2$.

I valori dei carichi stradali forniti dalle vigenti NTC2018 sono già comprensivi degli incrementi di natura dinamica. La dimensione delle impronte dei carichi tandem e la loro posizione relativa sono:

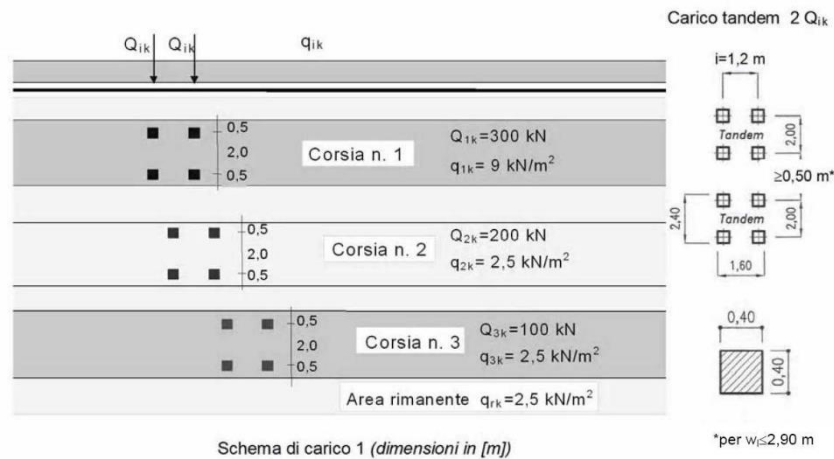


Fig. 6 – NTC18- schema di carico 1

7.4.1 Definizione delle corsie convenzionali

In relazione alle dimensioni della carreggiata sono state considerate n° 3 “corsie convenzionali” da 3m. I sovraccarichi mobili sono considerati nelle diverse disposizioni longitudinali e trasversali atte a generare le massime sollecitazioni nelle sezioni di verifica.

7.4.2 Ripartizione dei carichi concentrati Tandem

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. Si riporta nella figura seguente lo schema delle impronte di carico e delle zone interessate dalla diffusione alla profondità $d = 0.12 \text{ m} + 0.15 \text{ m} + 1.2/2 \text{ m} = 0.87 \text{ m}$ dal piano stradale.

Le larghezze di diffusione della coppia di carichi concentrati su due assi in tandem valgono:

- dir. Longitudinale $L_{\text{long}} = 1.2 \text{ m} + 2 \times (0.40 \text{ m} / 2 + 0.12 \text{ m} + 0.15 \text{ m} + 1.2 \text{ m} / 2) = 3.34 \text{ m}$
- dir. Trasversale $L_{\text{trasv}} = 2 \times 0.12 + 2 \times 0.15 + 0.4 + 1.20 = 2.14 \text{ m}$

Il carico tandem $2 Q_{ik}$ determina pertanto un carico uniformemente distribuito sull’asse della soletta di intensità pari a

- $q = 150 \text{ kN} / (2.14 \text{ m} \times 2.14 \text{ m}) = 32.75 \text{ kN/m}^2$ corsia 1
- $q = 100 \text{ kN} / (2.14 \text{ m} \times 2.14 \text{ m}) = 21.84 \text{ kN/m}^2$ corsia 2
- $q = 50 \text{ kN} / (2.14 \text{ m} \times 2.14 \text{ m}) = 10.92 \text{ kN/m}^2$ corsia 3

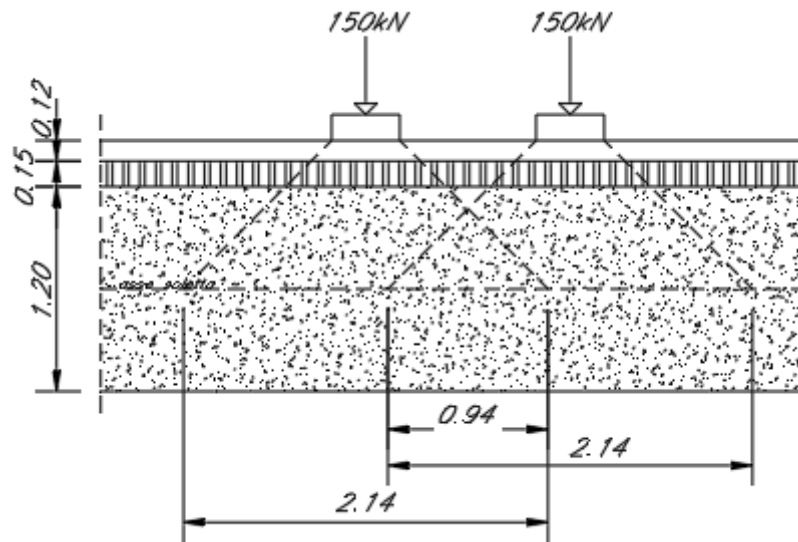


Fig. 7 – Diffusione del carico stradale tandem in direzione longitudinale

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

$L_{sovr}=0.94$ cm

Tenendo quindi in conto la sovrapposizione longitudinale delle impronte di carico diffuse, il carico ripartito trasversalmente sull'elemento soletta risulta pari a : $Q = q \times 0.06 + 2q \times 0.94$

da cui:

$$Q = 32.75 \times 0.06 + 2 \times 32.75 \times 0.94 = 63.54 \text{ kN/m}^2 \quad \text{corsia 1}$$

$$Q = 21.84 \times 0.76 + 2 \times 21.84 \times 0.24 = 42.37 \text{ kN/m}^2 \quad \text{corsia 2}$$

$$Q = 10.92 \times 0.76 + 2 \times 10.92 \times 0.24 = 21.19 \text{ kN/m}^2 \quad \text{corsia 3}$$

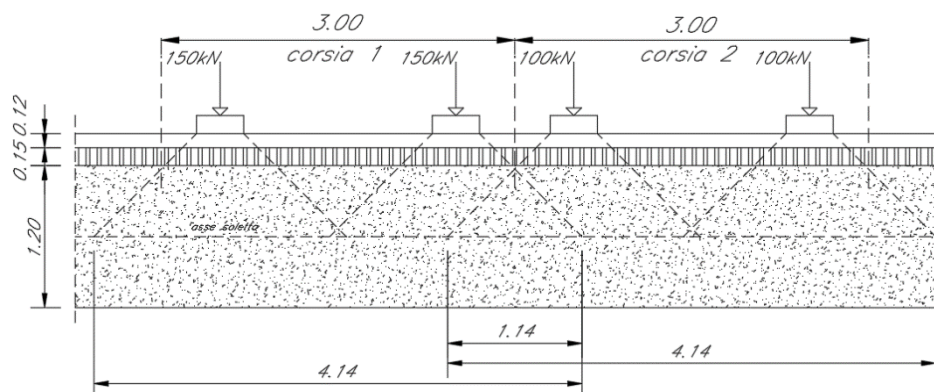


Fig. 8 – Diffusione del carico stradale tandem direzione trasversale

7.4.3 Configurazioni di carico

Per massimizzare gli effetti del carico mobile in termini di sollecitazioni flettenti e taglio sugli elementi strutturali, sono state definite due distinte configurazioni di carico.

La prima, massimizza il momento flettente sul traverso superiore della struttura; si ottiene disponendo i carichi tandem di tutte le corsie convenzionali disposte affiancate e centrate rispetto l'asse di simmetria verticale della struttura. Ai carichi tandem si sovrappone il carico distribuito di intensità pari a 9.00 kN/m² sulla corsia 1 e 2.50 kN/m² sulla corsia 2 e 3.

La seconda configurazione massimizza la sollecitazione di taglio sul traverso superiore della struttura; le corsie convenzionali sono disposte affiancate ed allineate con il filo interno del piedritto destro. Ai carichi tandem si sovrappone il carico distribuito di intensità pari a 9.00 kN/m² sulla corsia 1 e pari a 2.5 kN/m² sulla corsia 2.

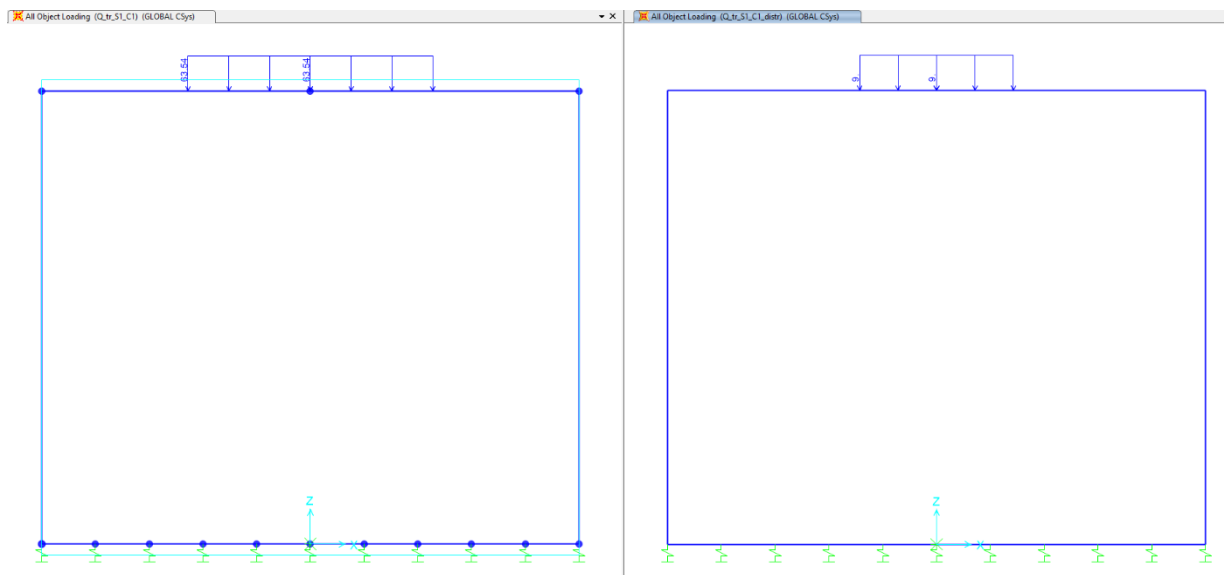


Fig. 9 – Q_tr_S1_C1_Ruota: Carico tandem e carico distribuito Corsia 1

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	26 di 164

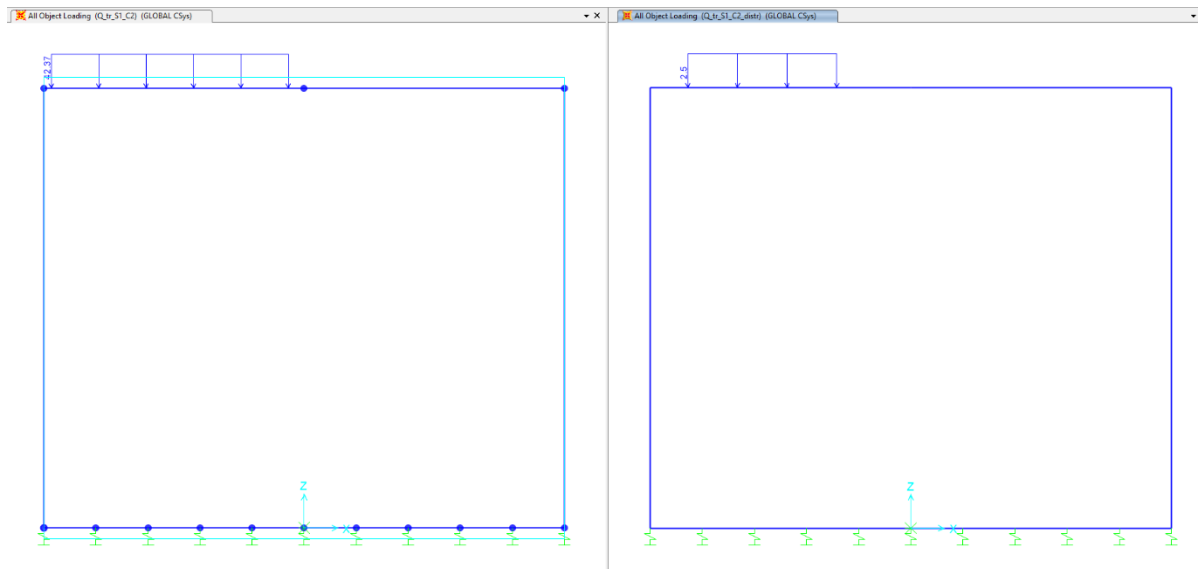


Fig. 10 – Q_tr_S1_C2_Ruota: Carico tandem e carico distribuito Corsia 2

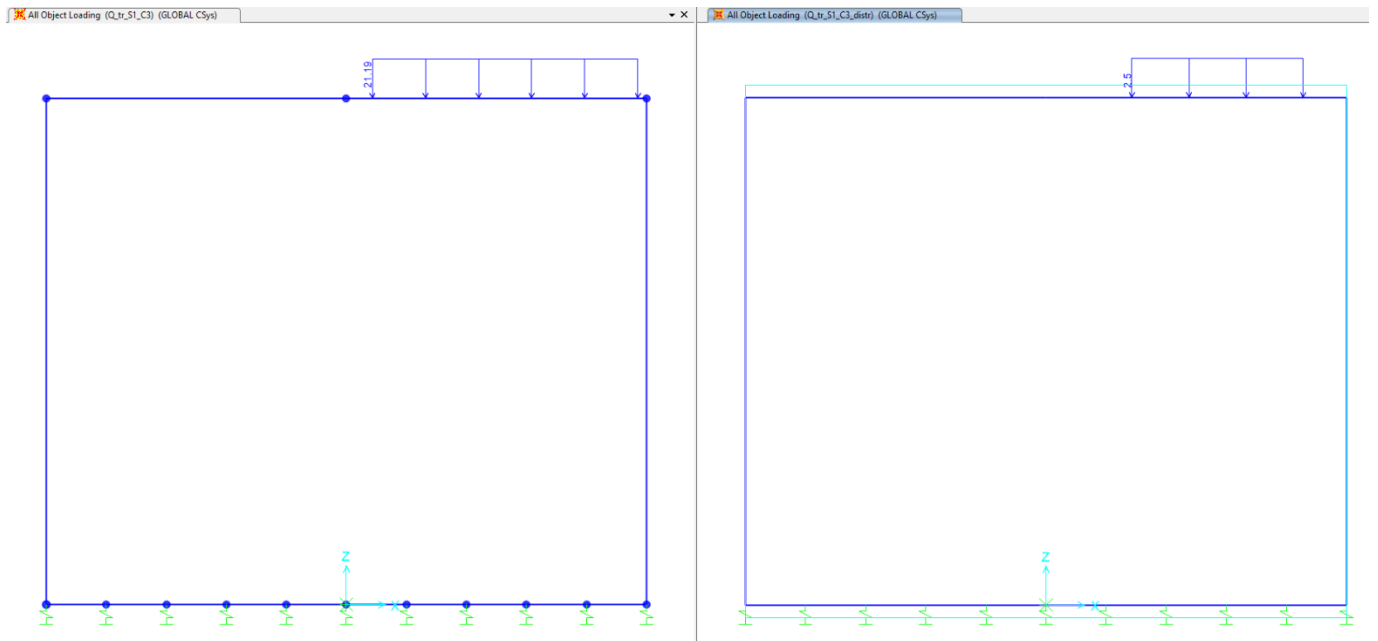


Fig. 11 – Q_tr_S1_C3_Ruota: Carico tandem e carico distribuito Corsia 3

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	27 di 164

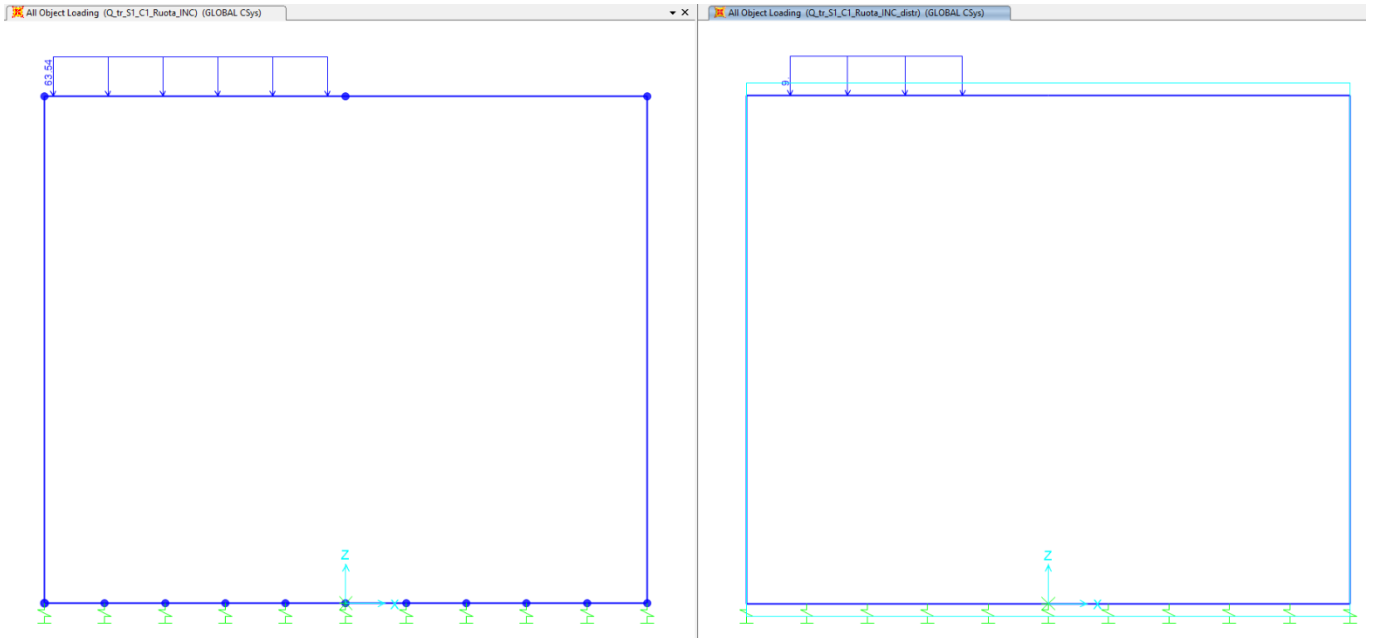


Fig. 12 – Q_tr_S1_C1_Ruota_INC: Carico tandem e carico distribuito Corsia 1 all'incastro piedritto

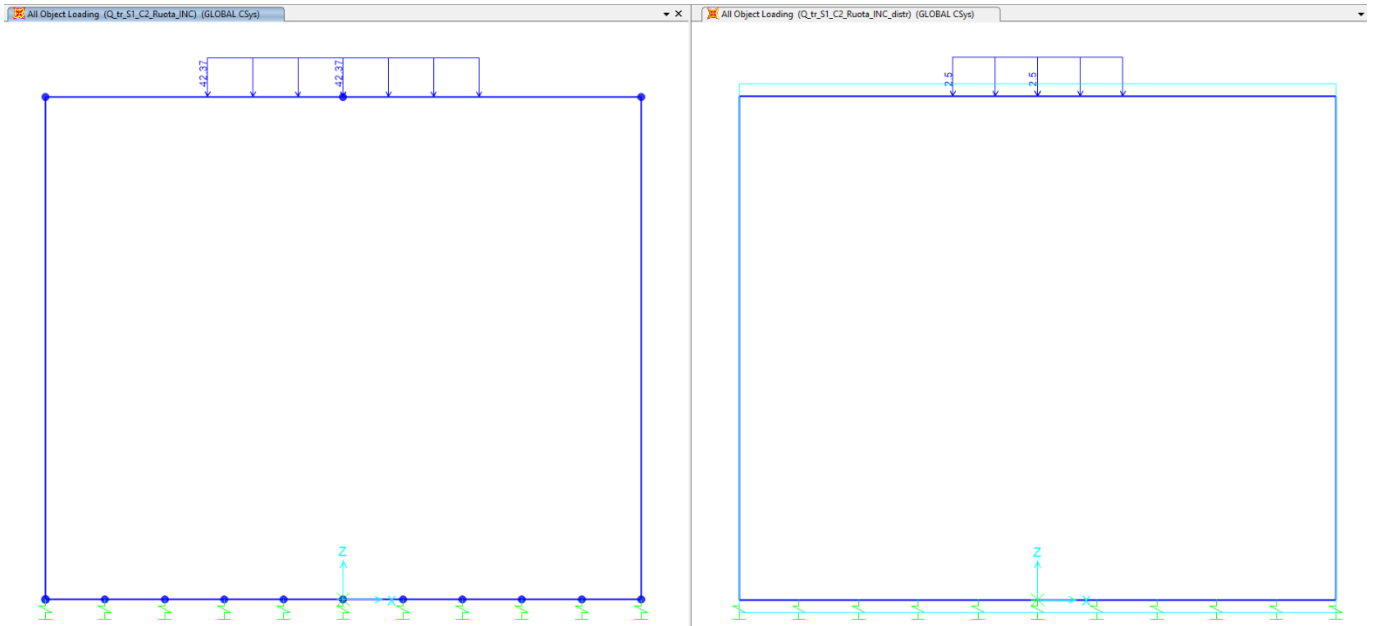


Fig. 13 – Q_tr_S1_C2_Ruota_INC: Carico tandem e carico distribuito Corsia 2 all'incastro piedritto

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	28 di 164

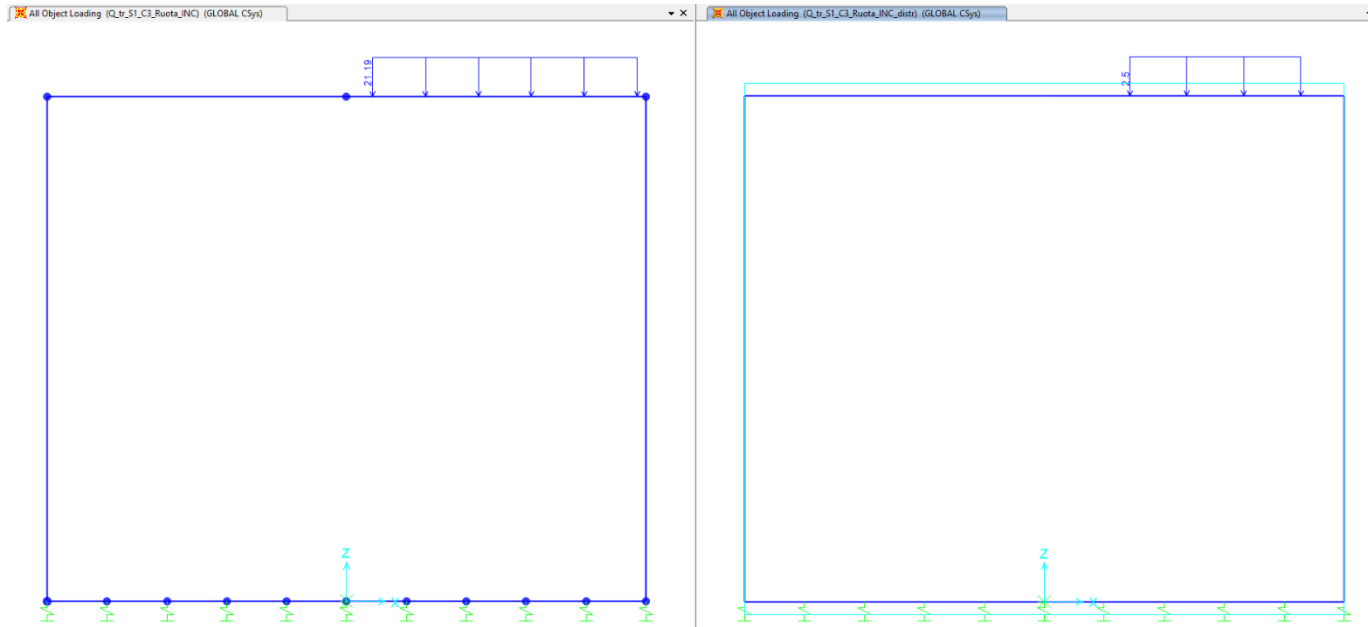


Fig. 14 – Q_tr S1_C3_Ruota_INC: Carico tandem e carico distribuito Corsia 3 all'incastro piedritto

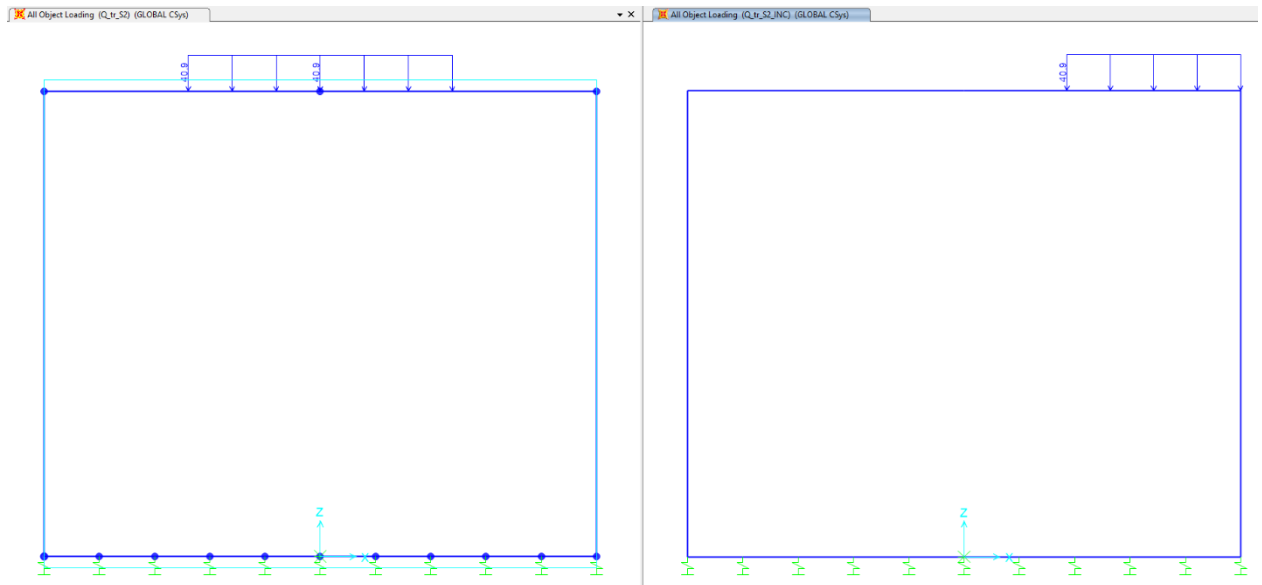


Fig. 15 – Q_tr S2_Ruota/Ruota_INC: Carico tandem Schema 2

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	29 di 164

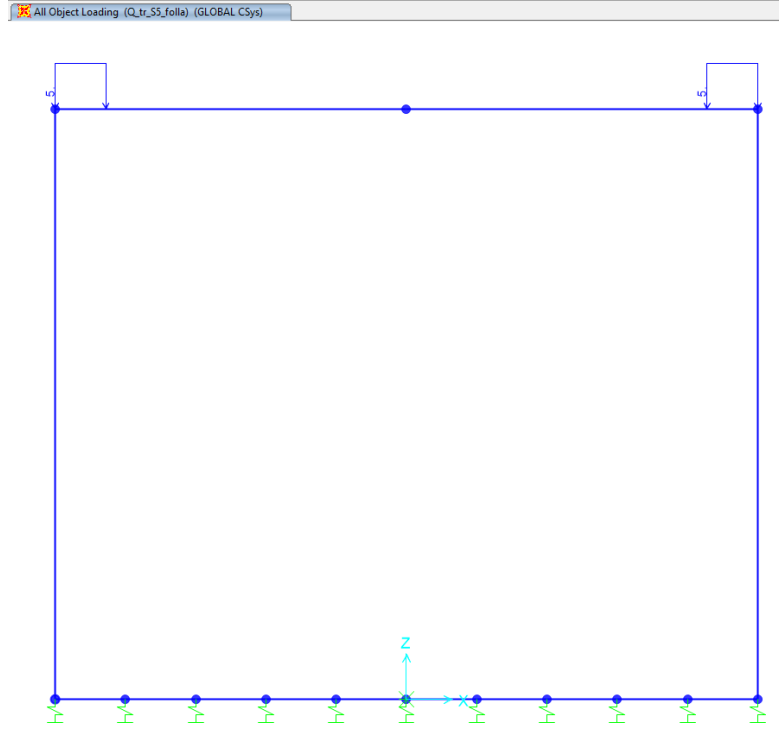


Fig. 16 – Q_tr_S5_folla

7.6 Azione di frenamento e accelerazione

La forza di frenamento o di accelerazione q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6 (2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

dove:

- w_1 è la larghezza della corsia = 3.00m
- L è la lunghezza della zona caricata = 3.34 m
- Q_{1k} =carico tandem della corsia 1 = 300 kN
- q_{1k} = carico distribuito della corsia 1 = 9 kN/m²

$$q_3 = 0.6 \cdot 2 \cdot 300 + 0.10 \cdot 9 \cdot 3 \cdot 3.34 = 370 \text{ kN}$$

L'azione di cui sopra viene distribuita sulla soletta superiore dello scatolare. Il valore del carico da applicare alla soletta superiore dello scatolare si ottiene distribuendo il valore della forza q_3 sulla larghezza di diffusione in longitudinale e in trasversale.

$$q_3 = \frac{370}{4.14 \cdot 3.34} = 27 \text{ kPa}$$

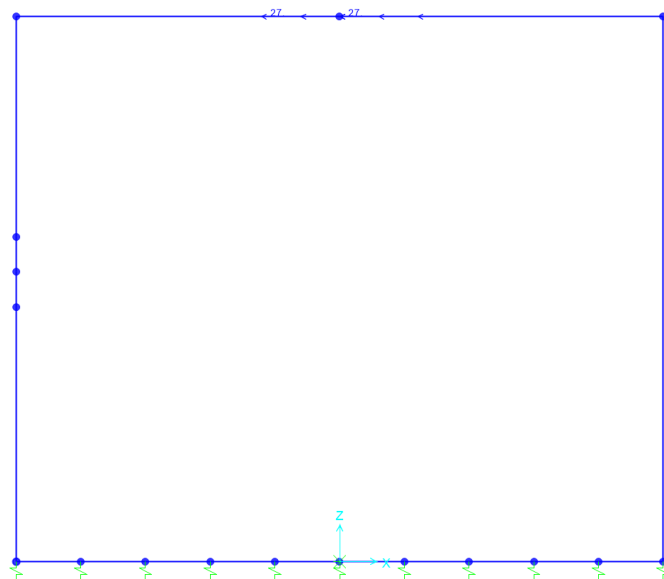


Figure 7-1: azione longitudinale di frenamento e accelerazione

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	RADDOPPIO CESANO - VIGNA DI VALLE - PROGETTO DEFINITIVO					
	RELAZIONE DI CALCOLO – GA01	COMMESSA NR1J	LOTTO 01 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO GA0100 001	REV. B

7.7 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.

In accordo alle NTC 2018, Tab. 5.1.III - Valori caratteristici delle forze centrifughe,

$q_4 = 0.2 Q_v$, se $R < 200$ m considerando i carichi simultaneamente agenti su tutte le linee di carico.

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 in Fig.25.

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

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

$A_{fr,1} = 3^2/4$; $A_{fr,2} = 9^2/4$; $A_{fr,3} = 15^2/4$

Si applica una forza uniformemente ripartita sulla soletta di copertura pari a:

$q_4 = \sum Q_{fr,i}/A_{fr,i} = 9.38$ kN/m' (per 1 m in direzione longitudinale della rampa) e un momento di trasporto in asse soletta di $m_y = 9.38 * 0.7 = 6.57$ kNm/m'.

7.8 Azioni climatiche

7.8.1 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 $\alpha = 10 \times 10^{-6}$.

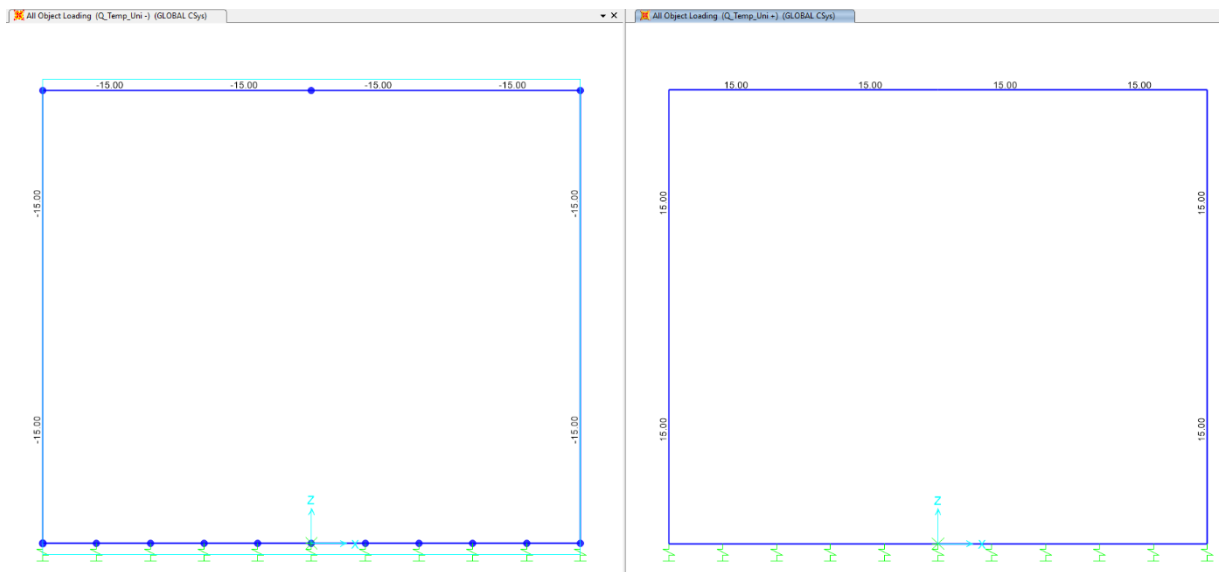


Fig. 18 – Q_Temp_Uni-/+ : Forza termiche uniformi

7.8.2 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 $\alpha = 10 \times 10^{-6}$.

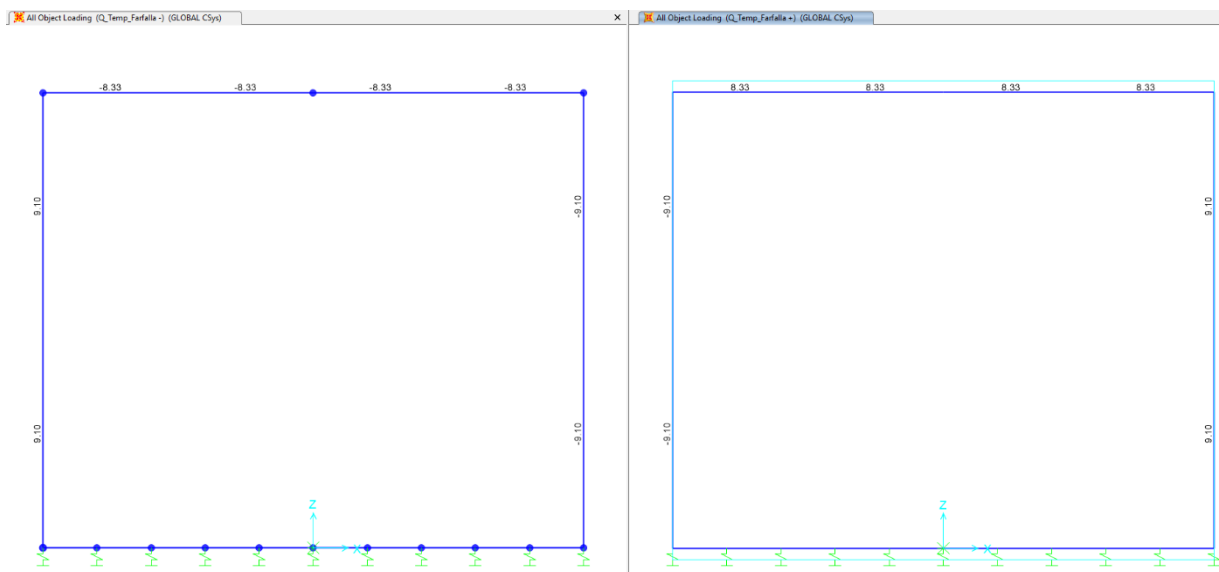


Fig. 19 – Q_Temp_Farfalla-/+ : Forza termiche differenziali

7.8.3 Ritiro

Si considera una variazione termica uniforme equivalente $\Delta T = -9.75^\circ\text{C}$ 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.

DATA

Coefficiente di viscosità

$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 * \beta_c(t, t_0)$	2.4750	creep coefficient
$\varphi_0 = \varphi_{RH} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_0)$	2.5150	nominal creep coefficient

φ_{RH}	1.1823	per $f_{cm} > 35$ Mpa
φ_{RH}		per $f_{cm} \leq 35$ Mpa
RH	75 [%]	
$\beta(f_{cm})$	2.6563	
$\beta(t_0)$	0.8008	
h_0	1200 [mm]	
Ac	12000 [cm ²]	
u	200 [cm]	
$\beta_c(t, t_0)$	0.9841	
t	25550 [days]	
t_0	2 [days]	
$t - t_0$	25548 [days]	
β_H	2304.02	per $f_{cm} > 35$ Mpa
β_H		per $f_{cm} \leq 35$ Mpa
α_1	0.9108	
α_2	0.9736	
α_3	0.9354	
f_{cm}	40.00 [MPa]	
f_{ck}	32.00 [MPa]	

DEFORMAZIONE TOTALE DA RITIRO

$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$	0.00033871	deformazione totale da ritiro
ϵ_{cd}	0.00028371	deformazione da ritiro per essiccamento
ϵ_{ca}	5.5E-05	deformazione da ritiro autogeno

DEFORMAZIONE DA RITIRO PER ESSICCAMENTO

$\epsilon_{cd} = k_{RH} * \epsilon_{cd0}$	0.00030218	
ϵ_{cd0}	0.00043168	appendix B for ϵ_{cd0}
α_{ds1}		6 CLS class R
α_{ds2}		0.11 CLS class R
β_{RH}	0.8961	
RH_0	100 [%]	
f_{cm0}	10 [MPa]	
$\beta_{ds}(t, t_s)$	0.93889299	

t	25550
t_s	2

DEFORMAZIONE DA RITIRO AUTOGENO

$\beta_{as}(t)$	1
t	25550
$\epsilon_{ca}(\infty)$	0.000055

$$\Delta T_{rit} = \epsilon_{cs} / [(1 + \varphi) * \alpha]$$

$$\Delta T_{rit} = -9.75 \text{ } ^\circ\text{C}$$

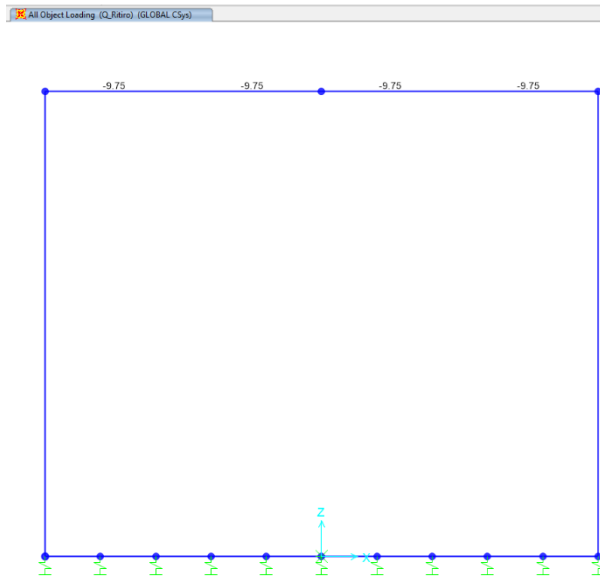


Fig. 20 – Q_Ritiro

7.9 Carico del Vento

L'azione del vento, in accordo con le prescrizioni di Normativa (Capitolo 3.3 NTC2018), è stata analizzata mediante un'azione statica equivalente utilizzando le seguenti espressioni:

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r C_e C_p C_d$$

dove:

q_r è la pressione cinetica di riferimento

c_e è il coefficiente di esposizione

c_p è il coefficiente di pressione;

c_d è il coefficiente dinamico.

Pressione cinetica di riferimento

La pressione cinetica di riferimento q_r (in N/m²) è data dall'espressione:

$$q_r = \frac{1}{2} \rho V_r^2$$

dove:

v_r è la velocità di riferimento del vento (in m/s);

ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m³

Velocità base di riferimento

La velocità base di riferimento v_b è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferita ad un periodo di ritorno $T_r=50$ anni. Tale velocità è definita dalla relazione:

$$V_b = V_{b,0} * C_a$$

- $V_{b,0}$ è la velocità base di riferimento al livello del mare
- C_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

$$C_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$C_a = 1 + K_s * \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad \text{per } a_0 \leq a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove:

- a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione;
- a_0 , K_s sono forniti nella seguente tabella:

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Velocità di riferimento

La velocità di riferimento v_r è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II), riferita ad un periodo di ritorno T_r . Tale velocità è definita dalla relazione:

$$V_r = V_b C_r$$

dove:

- V_b è la velocità base di riferimento;
- C_r è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto T_r fornito dalla seguente relazione:

$$C_r = 0.75 \left(1 - 0.2 * \ln \left(- \ln \left(1 + \frac{1}{T_r} \right) \right) \right)^{0.5}$$

dove T_r è il periodo di ritorno espresso in anni.

L'espressione per il calcolo della velocità di riferimento del vento $V_b(T_R)$ riferita a un generico periodo di ritorno è la seguente:

$$v_b(T_R) = \alpha_R v_b$$

Dove:

- V_b è la velocità di riferimento del vento associata a un periodo di ritorno di 50 anni;
- α_R è un coefficiente fornito dalla seguente espressione:

$$\alpha_R = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]}$$

Nel caso in esame, essendo in zona 3, con $a_s = 155.40$ m.s.l.m., $v_{b,0} = 27$ [m/s], $a_0 = 500$ [m] e $k_s = 0.37$, per cui risulterà:

- $c_a = 1$ per $a_s < a_0$
- $V_b = V_{b,0} \cdot C_a = 27 \cdot 1 = 27$ m/s (con $T_R = 50$ anni)
- $\alpha_r = 1.02$ (con $T_R = 75$ anni)
- $V_b(T_R) = \alpha_R \cdot V_b = 1.02 \cdot 27 = 27.633$ m/s

La pressione cinetica di riferimento vale quindi:

$$q_r = 0.5 \rho \cdot V_r^2 = 477 \text{ N/m}^2$$

Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche, ci si riferisce alla formula:

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

dove

k_r , z_0 , z_{\min} sono funzione della categoria di esposizione del sito;

c_t è il coefficiente di topografia.

Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	K_r	z_0 [m]	z_{\min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

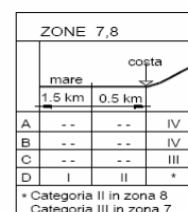
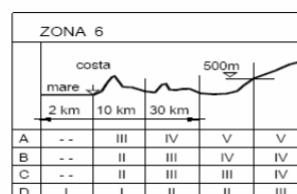
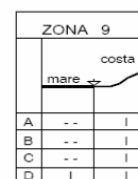
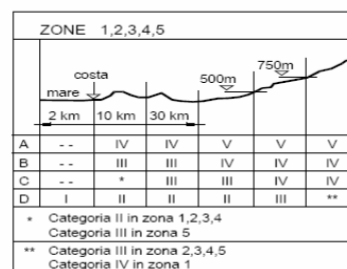
In mancanza di analisi specifiche, la categoria di esposizione è assegnata nella Fig. 3.3.2 in funzione della posizione geografica del sito e della classe di rugosità del terreno definita in Tab. 3.3.III.

Il coefficiente di topografia c_t è posto generalmente pari a 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane.

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).



Essendo la struttura in oggetto in zona 3 e classe di rugosità del terreno B, categoria di esposizione III, si determinano i seguenti parametri:

$$k_r = 0.20, z_0 = 0,10\text{m}, z_{\min} = 5.00\text{ m e } z = 13.00\text{ m} \quad (\text{Tab. 3.3.II})$$

per cui:

$$c_e = 2.31$$

Coefficiente dinamico

Il coefficiente dinamico tiene in conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura.

$$c_d = 1.00$$

Coefficiente di pressione c_p

Per la valutazione del coefficiente di pressione c_p , si fa riferimento alla Circolare del 21 gennaio 2019, al paragrafo C3.3.8. In particolare, il caso in esame è inquadrato nel paragrafo C3.3.8.1.1 per la faccia sopravvento e sottovento e al C3.3.8.1.2 per la soletta di copertura. I valori dei coefficienti di pressione valgono quindi:

- $c_{pe} = +0.8$ per la faccia sopravvento;
- $c_{pe} = -0.5$ per la faccia sottovento;
- $c_{pe} = -0.8$ per la copertura.

Si ottengono pertanto i seguenti valori di pressione e depressione:

- Pressione diretta verso l'interno applicata al piedritto: $p = q_r C_e C_p C_d = 0.48 \times 2.31 \times 0.80 \times 1.00 = 0.90 \text{ kN/m}^2$
- Pressione diretta verso l'esterno applicata al piedritto: $p = q_r C_e C_p C_d = 0.48 \times 2.31 \times (-0.50) \times 1.00 = -0.55 \text{ kN/m}^2$
- Pressione diretta verso l'esterno applicata in copertura: $p = q_r C_e C_p C_d = 0.48 \times 2.31 \times (-0.80) \times 1.00 = -0.90 \text{ kN/m}^2$

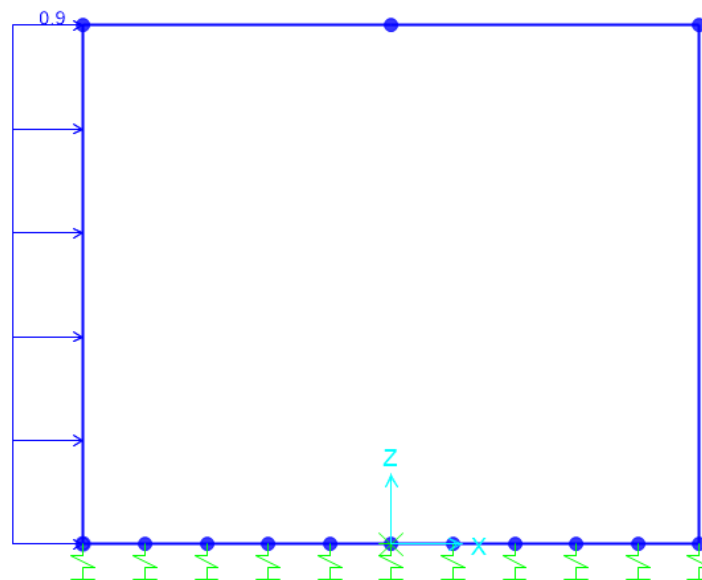


Fig. 21 – Q_{Vento} Parete sopravvento

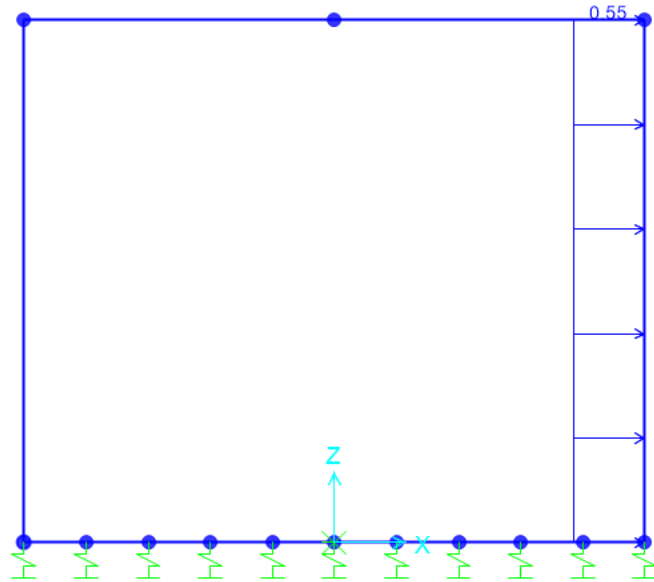


Fig. 22 – $Q_{\text{Vento Parete sottovento}}$

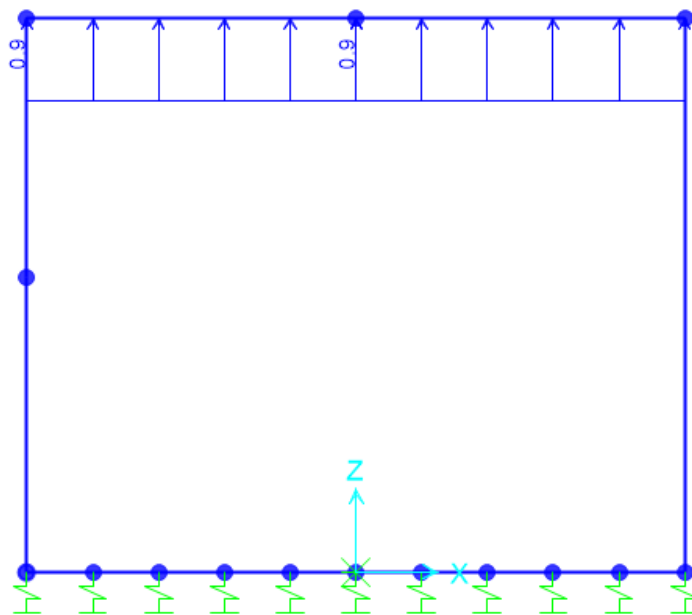


Fig. 23 – $Q_{\text{Vento Soletta di copertura}}$

	RADDOPPIO CESANO - VIGNA DI VALLE - PROGETTO DEFINITIVO					
	RELAZIONE DI CALCOLO – GA01	COMMESSA NR1J	LOTTO 01 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO GA0100 001	REV. B

7.10 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: E
- Categoria topografica: T1
- Vita nominale: VN = 100 anni; (tab 2.4.1);
- Classe d'uso : IV;
- Coeff. d'uso: $c_u = 2.0$
- Periodo di riferimento per l'azione sismica: $VR = VN \times c_u = 200$ 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: LATTITUDINE:

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".

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	Valore
SLO - $P_{VR} = 81\%$	120
SLD - $P_{VR} = 63\%$	201
Stati limite ultimi - SLU	
SLV - $P_{VR} = 10\%$	1898
SLC - $P_{VR} = 5\%$	2475

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

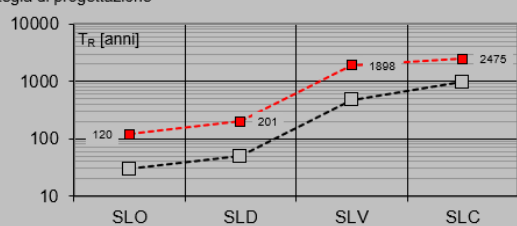
Tabella parametri azione

LEGENDA GRAFICO

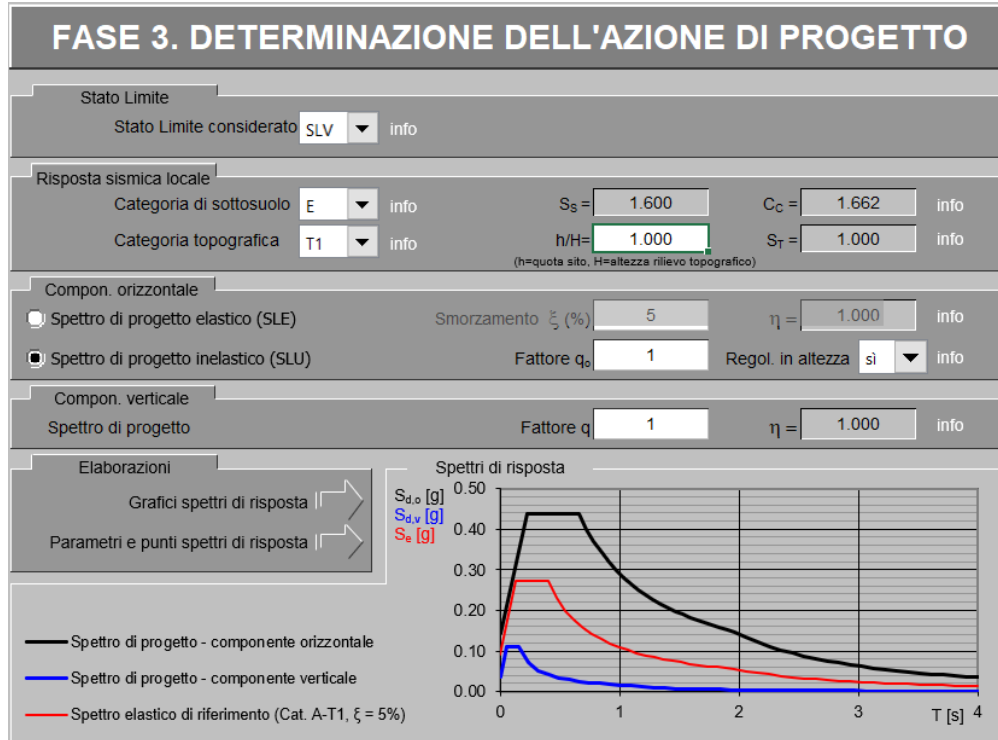
---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

Strategia di progettazione



Determinazione dell'azione di progetto SLV



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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.090 g
F_0	3.034
T_C	0.398 s
S_S	1.600
C_C	1.662
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.600
η	1.000
T_B	0.221 s
T_C	0.662 s
T_D	1.960 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

$$T_C = C_C \cdot T_C^t \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

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

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

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

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

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

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.144
T_B ←	0.221	0.437
T_C ←	0.662	0.437
	0.724	0.400
	0.785	0.369
	0.847	0.342
	0.909	0.318
	0.971	0.298
	1.033	0.280
	1.095	0.264
	1.157	0.250
	1.218	0.238
	1.280	0.226
	1.342	0.216
	1.404	0.206
	1.466	0.198
	1.528	0.190
	1.589	0.182
	1.651	0.175
	1.713	0.169
	1.775	0.163
	1.837	0.158
	1.899	0.152
T_D ←	1.960	0.148
	2.058	0.134
	2.155	0.122
	2.252	0.112
	2.349	0.103
	2.446	0.095
	2.543	0.088
	2.640	0.081
	2.737	0.076
	2.835	0.071
	2.932	0.066
	3.029	0.062
	3.126	0.058
	3.223	0.055
	3.320	0.051
	3.417	0.049
	3.514	0.046
	3.612	0.044
	3.709	0.041
	3.806	0.039
	3.903	0.037
	4.000	0.035

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato linSLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{ov}	0.037 g
S_s	1.000
S_T	1.000
q	1.000
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_v	1.230
S	1.000
η	1.000

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

$$T_B \leq T < T_C \quad \left| \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \right.$$

$$T_C \leq T < T_D \quad \left| \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \right.$$

$$T_D \leq T \quad \left| \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \right.$$

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.037
T_B ←	0.050	0.111
T_C ←	0.150	0.111
	0.235	0.071
	0.320	0.052
	0.405	0.041
	0.490	0.034
	0.575	0.029
	0.660	0.025
	0.745	0.022
	0.830	0.020
	0.915	0.018
T_D ←	1.000	0.017
	1.094	0.014
	1.188	0.012
	1.281	0.010
	1.375	0.009
	1.469	0.008
	1.563	0.007
	1.656	0.006
	1.750	0.005
	1.844	0.005
	1.938	0.004
	2.031	0.004
	2.125	0.004
	2.219	0.003
	2.313	0.003
	2.406	0.003
	2.500	0.003
	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	0.002
	3.250	0.002
	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

Determinazione dell'azione di progetto SLD

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0.058 g
F_0	2.783
T_C	0.312 s
S_S	1.600
C_C	1.832
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.600
η	1.000
T_B	0.191 s
T_C	0.572 s
T_D	1.824 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

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

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ 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

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.089
T_B ←	0.191	0.249
T_C ←	0.572	0.249
	0.631	0.225
	0.691	0.208
	0.751	0.190
	0.810	0.178
	0.870	0.164
	0.929	0.153
	0.989	0.144
	1.049	0.136
	1.108	0.128
	1.168	0.122
	1.227	0.116
	1.287	0.111
	1.347	0.106
	1.408	0.101
	1.466	0.097
	1.526	0.093
	1.585	0.090
	1.645	0.087
	1.704	0.084
	1.764	0.081
T_D ←	1.824	0.078
	1.927	0.070
	2.031	0.063
	2.135	0.057
	2.238	0.052
	2.342	0.047
	2.445	0.043
	2.549	0.040
	2.653	0.037
	2.758	0.034
	2.860	0.032
	2.964	0.030
	3.067	0.028
	3.171	0.026
	3.275	0.024
	3.378	0.023
	3.482	0.021
	3.585	0.020
	3.689	0.019
	3.793	0.018
	3.896	0.017
	4.000	0.016

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato IIRSLD

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_{ov}	0.018 g
S_S	1.000
S_T	1.000
q	1.000
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_v	0.888
S	1.000
η	1.000

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

$$F_v = 1.35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_{ov}}{g}\right)^{0.5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

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

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

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

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T} \right)$$

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.018
T_B ←	0.050	0.050
T_C ←	0.150	0.050
	0.235	0.032
	0.320	0.023
	0.405	0.018
	0.490	0.015
	0.575	0.013
	0.660	0.011
	0.745	0.010
	0.830	0.009
	0.915	0.008
T_D ←	1.000	0.007
	1.094	0.006
	1.188	0.005
	1.281	0.005
	1.375	0.004
	1.469	0.003
	1.563	0.003
	1.656	0.003
	1.750	0.002
	1.844	0.002
	1.938	0.002
	2.031	0.002
	2.125	0.002
	2.219	0.002
	2.313	0.001
	2.406	0.001
	2.500	0.001
	2.594	0.001
	2.688	0.001
	2.781	0.001
	2.875	0.001
	2.969	0.001
	3.063	0.001
	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	0.000
	4.000	0.000

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).

Stato limite	k_h	k_v
SLD	0.249	0.050
SLV	0.437	0.111
sld / slv	0.570	0.451

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:

Soletta di copertura 498 kN

Piedritti 1.50m x 25kN/mc = 37.50 kN/m

7.10.1 Forze d'inerzia orizzontali (Sisma H)

Soletta di copertura

SLD $f_h = k_h W = 0.249 \times 498 \text{ kN} = 124.00 \text{ kN}$

SLV $f_h = k_h W = 0.437 \times 498 \text{ kN} = 217.63 \text{ kN}$

Piedritti

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	49 di 164

SLD $f_h = k_h W = 0.249 \times 37.50 \text{ kN/m} = 9.34 \text{ kN/m}^2$

SLV $f_h = k_h W = 0.437 \times 37.50 \text{ kN/m} = 16.39 \text{ kN/m}^2$

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.

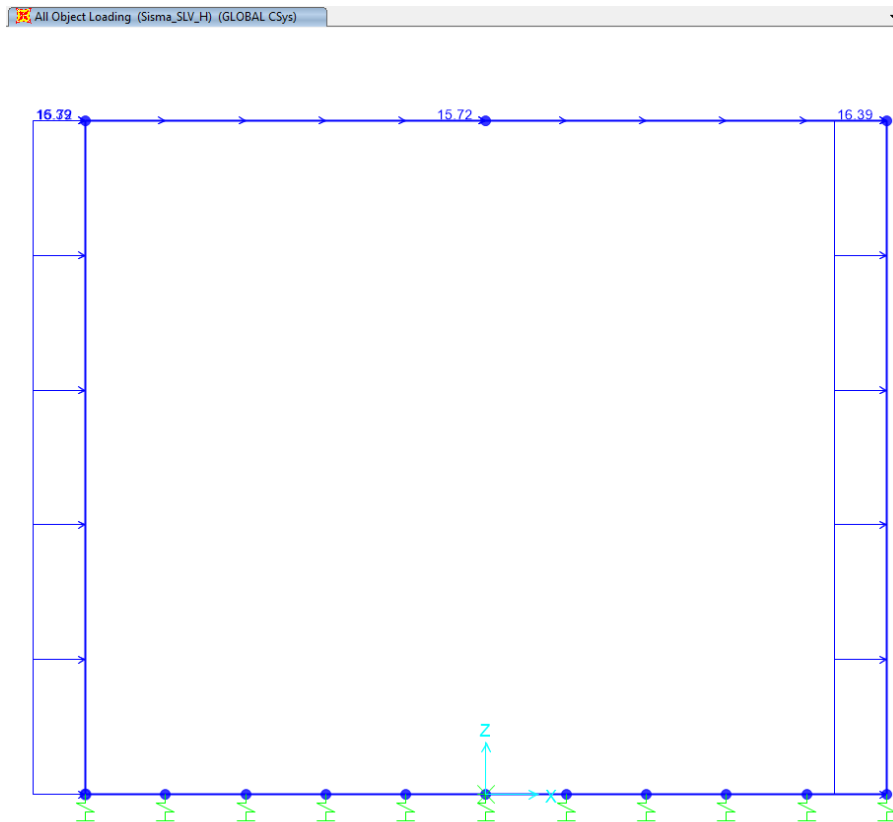


Fig. 24 – Sisma SLV_H – Forze inerziali orizzontali

7.10.2 Forze d'inerzia verticali (Sisma V)

Soletta di copertura

SLD $f_v = k_v W = 0.050 \times 35.98 \text{ kN/m} = 1.80 \text{ kN/m}$

SLV $f_v = k_v W = 0.111 \times 35.98 \text{ kN/m} = 3.99 \text{ kN/m}$

Piedritti

SLD $f_v = k_v W = 0.050 \times 37.50 \text{ kN/m} = 1.88 \text{ kN/m}^2$

SLV $f_v = k_v W = 0.111 \times 37.50 \text{ kN/m} = 4.16 \text{ kN/m}^2$

Le forze d'inerzia verticali relative allo SLV sono applicate come un carico f_v uniformemente distribuito lungo lo sviluppo dell'elemento agente verso l'alto o verso il basso, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.

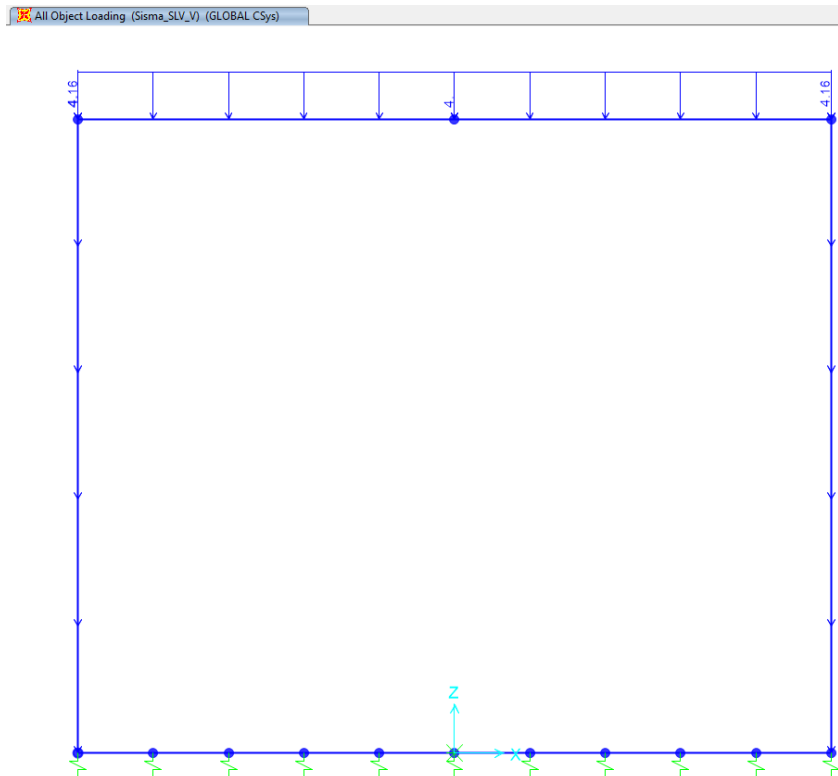


Fig. 25 – Sisma SLV_V – Forze inerziali verticali

7.11 Urti da traffico ferroviario

Nel presente paragrafo si riportano i criteri di verifica delle sottostrutture in presenza dell'azione eccezionale legata agli urti da traffico ferroviario.

All'occorrenza di un deragliamento può infatti verificarsi il rischio di collisione fra i veicoli deragliati e le strutture adiacenti la ferrovia. Queste ultime dovranno essere progettate in modo da resistere alle azioni conseguenti ad una tale evenienza. Dette azioni devono determinarsi sulla base di una specifica analisi di rischio, tenendo conto della presenza di eventuali elementi protettivi o sacrificali (respingenti) ovvero di condizioni di impianto che possano ridurre il rischio di accadimento dell'evento (marciapiedi, controrotaie, ecc.).

In mancanza di specifiche analisi di rischio, in accordo con le NTC al paragrafo 3.6.3.4, possono assumersi le seguenti azioni statiche equivalenti, in funzione della distanza d degli elementi esposti dall'asse del binario:

1. $d \leq 5.00$ metri:
 - 4000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
 - 1500 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
2. $1.50 \text{ m} < d \leq 15 \text{ m}$:
 - 2000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
 - 750 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari.
3. $d > 15 \text{ m}$:
 - pari ad zero in entrambe le direzioni.

Queste forze dovranno essere applicate a 1,80 m dal piano del ferro e non dovranno essere considerate agenti simultaneamente.

Per l'opera in esame, d risulta essere pari a circa 4.40 metri per cui le azioni da considerare sono:

- 4000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
- 1500 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari.

Nel modello analizzato, avendo considerato una "fetta" di profondità unitaria, l'unica forza applicata sarà quella in direzione perpendicolare al senso di marcia dei convogli.

In accordo a quanto indicato al capitolo 4 delle NTC paragrafo 4.1.4, le verifiche per situazioni eccezionali sono condotte considerando le resistenze di progetto dei materiali con i coefficienti parziali di sicurezza unitari:

- calcestruzzo e aderenza con le armature $\gamma_c = 1.0$
- acciaio d'armatura $\gamma_s = 1.0$

Considerando lo spessore del piedritto pari a 1.50m, si diffonde la forza in senso longitudinale e lungo l'altezza del piedritto fino all'interasse con un angolo di 45° , ottenendo una superficie di diffusione pari a 1.50x1.50m.

La pressione dovuta all'urto ferroviario sarà pertanto pari a:

$$F = \frac{1500}{1.50 \times 1.50} = 670 \text{ kPa}$$

Tale azione viene applicata sul modello come un carico ripartito su 1.50m (baricentrico rispetto al punto di applicazione della forza):

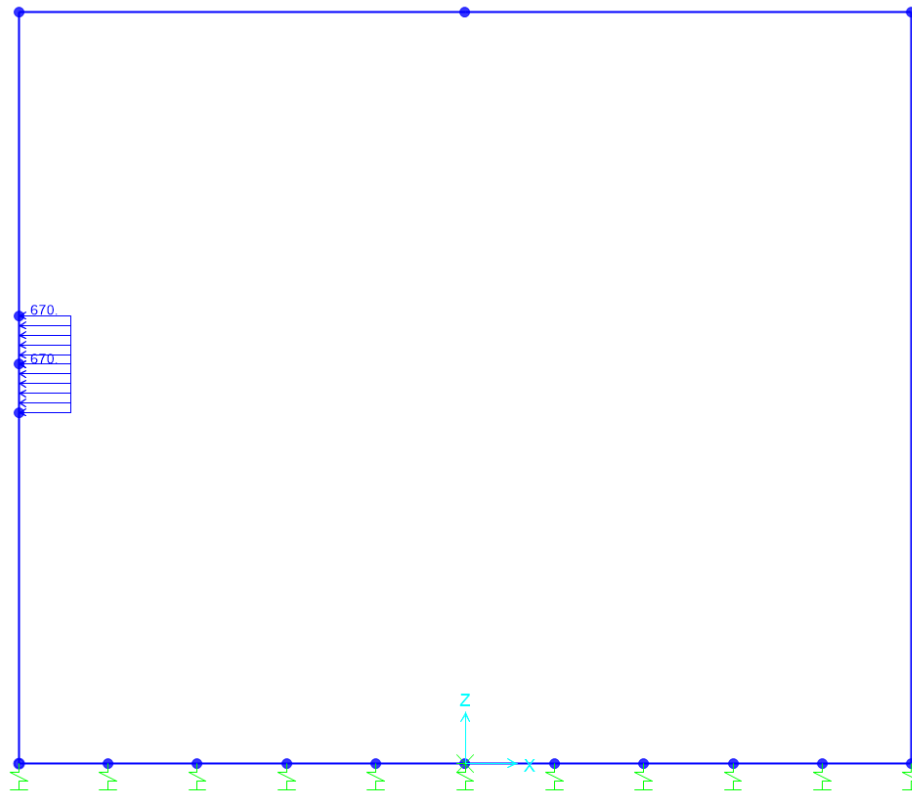


Fig. 26 – Urto traffico ferroviario

In direzione longitudinale, l'azione di 4000 kN non è dimensionante in quanto il peso della struttura bilancia abbondantemente la spinta dovuta all'urto.

L'area della sezione trasversale di calcestruzzo dello scatolare è pari a circa 72m². Lo scatolare lunghezza di circa 28m. Il peso totale dello scatolare è pari quindi a 72x28x25=50400 kN.

Angolo di attrito terreno-fondazione vale $\delta=2/3\phi=20^\circ$

$F_r=N \cdot \text{tg}\delta= 50400 \times 0.36= 18000\text{kN}$ (forza resistente)

$F_s=4000\text{kN}$ (forza sollecitante)

$C.S.=F_r/F_s=18000/4000=4.5$

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 ai cap. 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)

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:

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

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

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 $\Psi_2 = 0$.

E' definita infine una combinazione eccezionale per tener conto di un probabile urto dovuto al traffico ferroviario secondo la combinazione:

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

Nel caso in esame si è posto $\Psi_2 = 0$ per i carichi stradali.

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

Dead	Peso proprio
G2_Impianti	Peso impianti
G2_Marchiapiedi	Peso marciapiedi
G2_Pavimentazione	Peso pavimentazione
G2_Sicurvia	Peso sicurvia
G2_Sovraccarico pendenze	Peso sovraccarico pendenze
G2_Ballast	Peso ballast
Q_Ritiro	Ritiro del calcestruzzo
Q_Temp_Farfalla +	Variazione termica a farfalla +
Q_Temp_Farfalla -	Variazione termica a farfalla -
Q_Temp_Uni +	Variazione termica uniforme +
Q_Temp_Uni -	Variazione termica uniforme -
Q_tr_Fcentr	Q centrifuga
Q_tr_S1_C1_distr	Carico distribuito scheme 1 corsia 1
Q_tr_S1_C1_Ruota_INC_distr	Carico distribuito scheme 1 corsia 1 Incastro
Q_tr_S1_C1	Carico tandem scheme 1 corsia 1
Q_tr_S1_C1_Ruota_INC	Carico tandem scheme 1 corsia 1 Incastro
Q_tr_S1_C2_distr	Carico distribuito scheme 1 corsia 2
Q_tr_S1_C2_Ruota_INC_distr	Carico distribuito scheme 1 corsia 2 Incastro

Q_tr_S1_C2	Carico tandem scheme 1 corsia 2
Q_tr_S1_C2_Ruota_INC	Carico tandem scheme 1 corsia 2 Incastro
Q_tr_S1_C3_distr	Carico distribuito scheme 1 corsia 3
Q_tr_S1_C3_Ruota_INC_distr	Carico distribuito scheme 1 corsia 3 Incastro
Q_tr_S1_C3	Carico tandem scheme 1 corsia 3
Q_tr_S1_C3_Ruota_INC	Carico tandem scheme 1 corsia 3 Incastro
Q_tr_S2	Carico tandem scheme 2
Q_tr_S2_INC	Carico tandem scheme 2 Incastro
Q_tr_S5_folla	Schema di carico 5 - Folla
Q_frenamento_accelerazione	Azione longitudinale di frenamento e accelerazione
Q_Vento_Parete_Sopravento	Vento parete sopravento
Q_Vento_Parete_Sottovento	Vento parete sottovento
Q_Vento_Soletta	Vento soletta
Q_trn_S	Carico de treno LM71 su linea sinistra
Q_trn_D	Carico de treno LM71 su linea destra
Urto	Urto da traffico ferroviario

Tabella 1 - Condizioni elementari di carico definite nel modello di calcolo

Si riportano nel paragrafo 11 i coefficienti parziali utilizzati nelle combinazioni agli SLU, agli SLE ed agli SLV e sisma, relativamente scelti in accordo con le tabelle 5.1.IV, 5.1.V, 5.1.VI delle NTC2018 e MdP RFI.

Nelle analisi strutturali si sono considerate due configurazioni della struttura: 1) stato finale di progetto (struttura carica, con ballast, binario, ricoprimento, pavimentazione stradale, e finiture, soggetta a carichi stradali e ferroviari); 2) combinazione dei carichi della struttura “vuota” (priva di carichi ferroviari e permanenti non strutturali interni, soggetta ai soli carichi superiori di traffico) rappresentativa dello stato in fase di manutenzione.

8. RISULTATI DELLE ANALISI

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

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	56 di 164

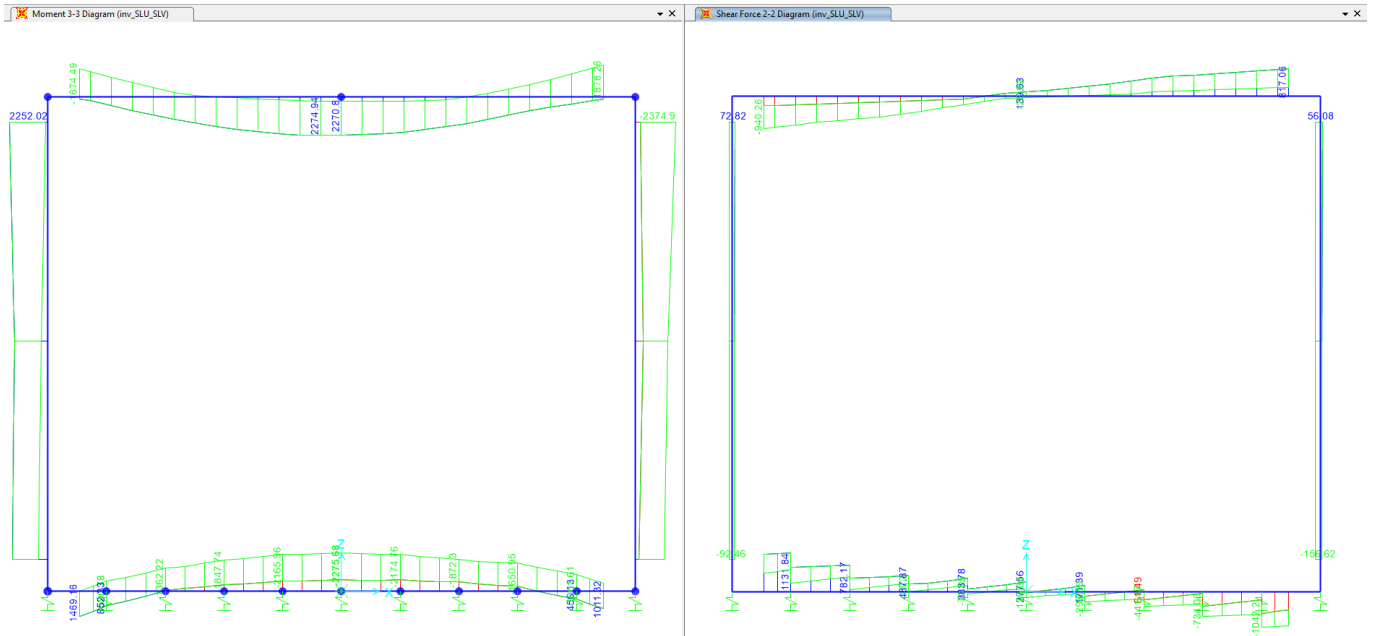


Fig. 27 – Involuppo SLU_Static – Momenti Flettenti/ Sforzo di taglio

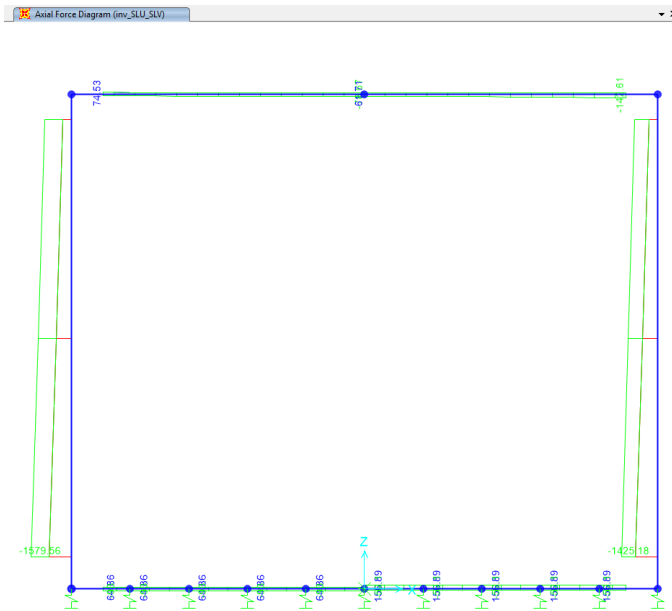


Fig. 28 – Involuppo SLU_Static – Sforzo Normale

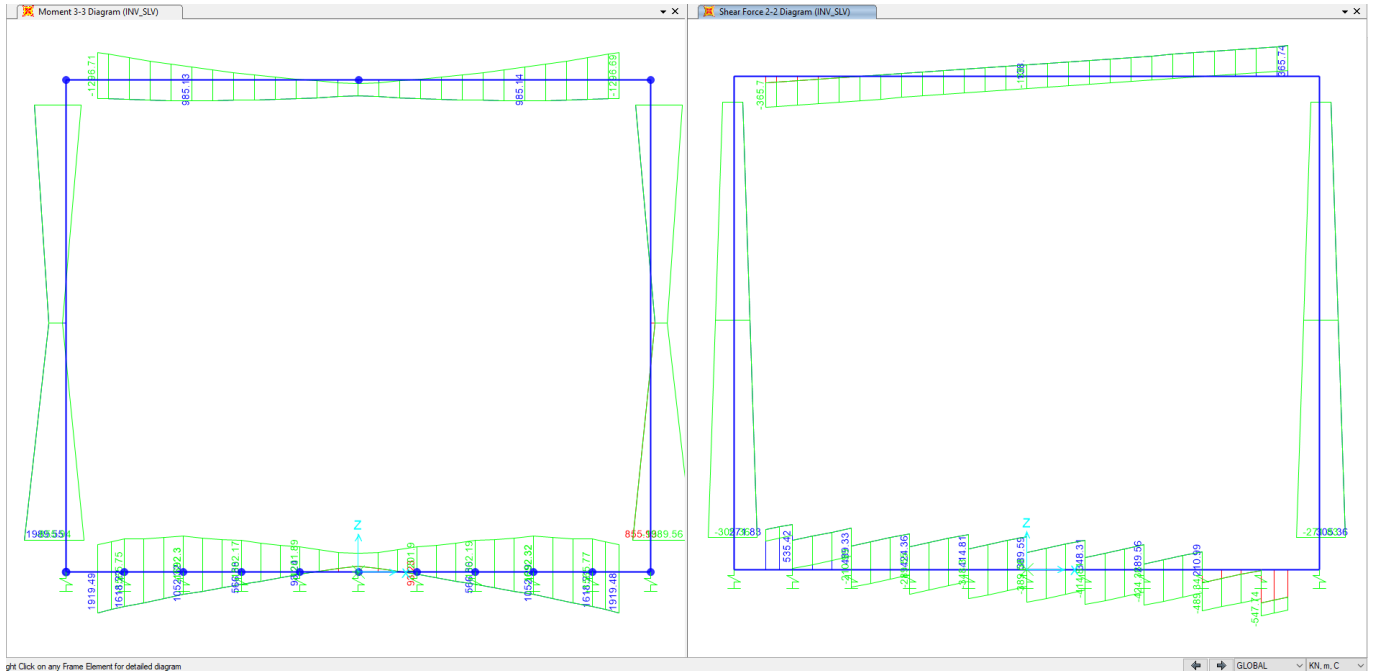


Fig. 29 – Involuppo SLV_Sismic – Momenti Flettenti/ Sforzo di taglio

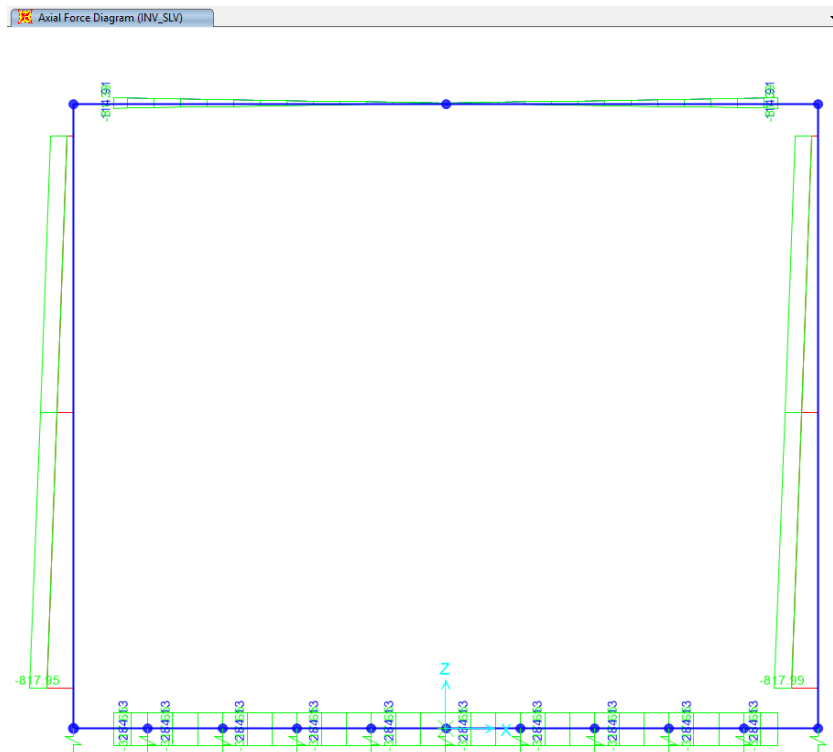


Fig. 30 – Involuppo SLV_Sismic – Sforzo Normale

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	58 di 164

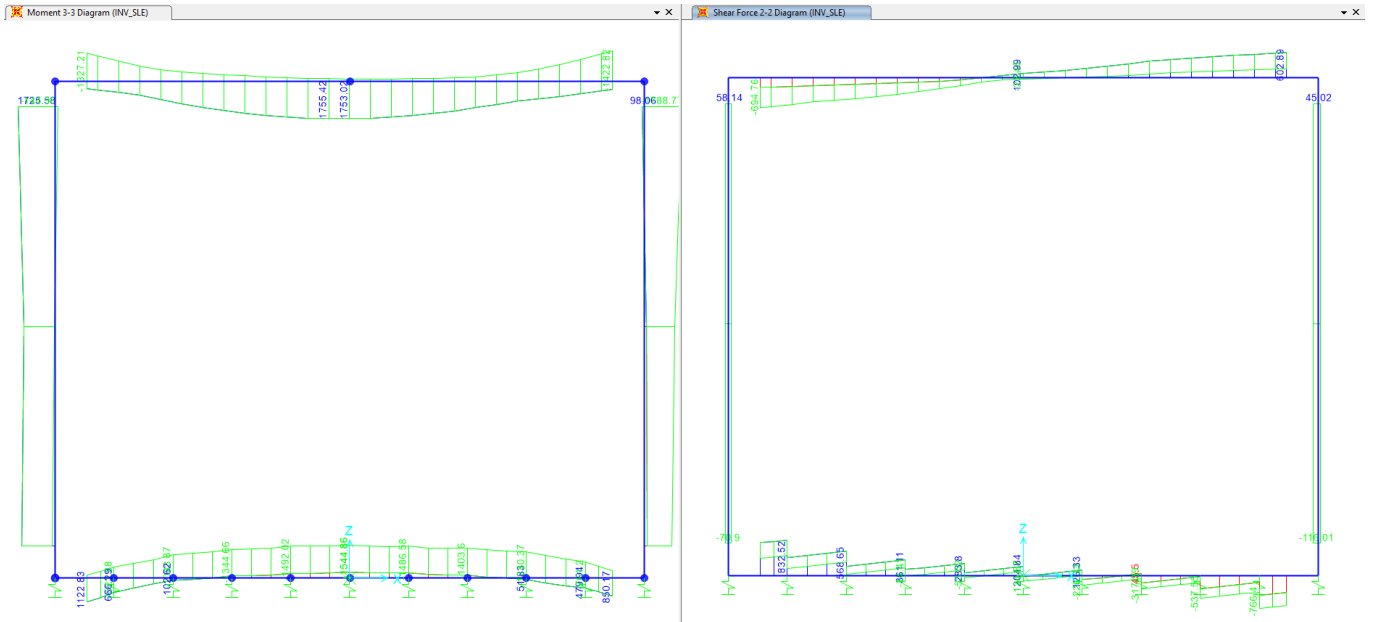


Fig. 31 – Inviluppo SLE – Momento Flettente/ Sforzo di Taglio

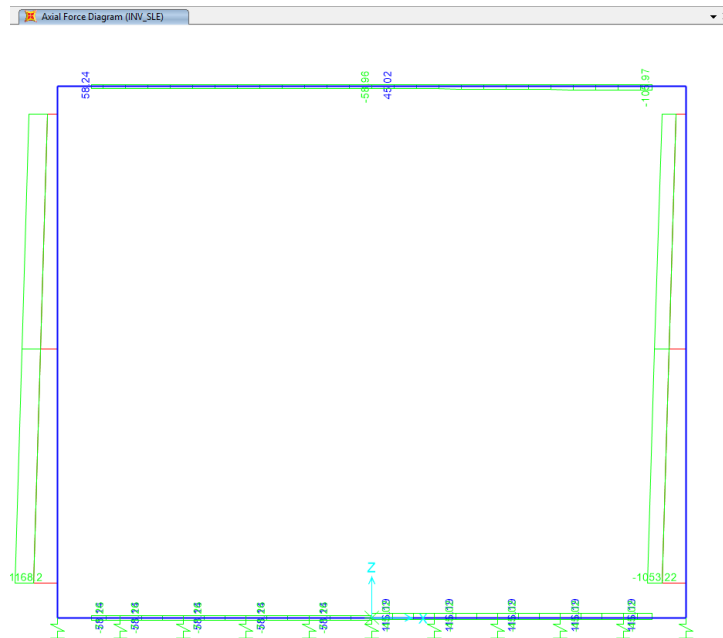


Fig. 32 – Inviluppo SLE – Sforzo Normale

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	59 di 164

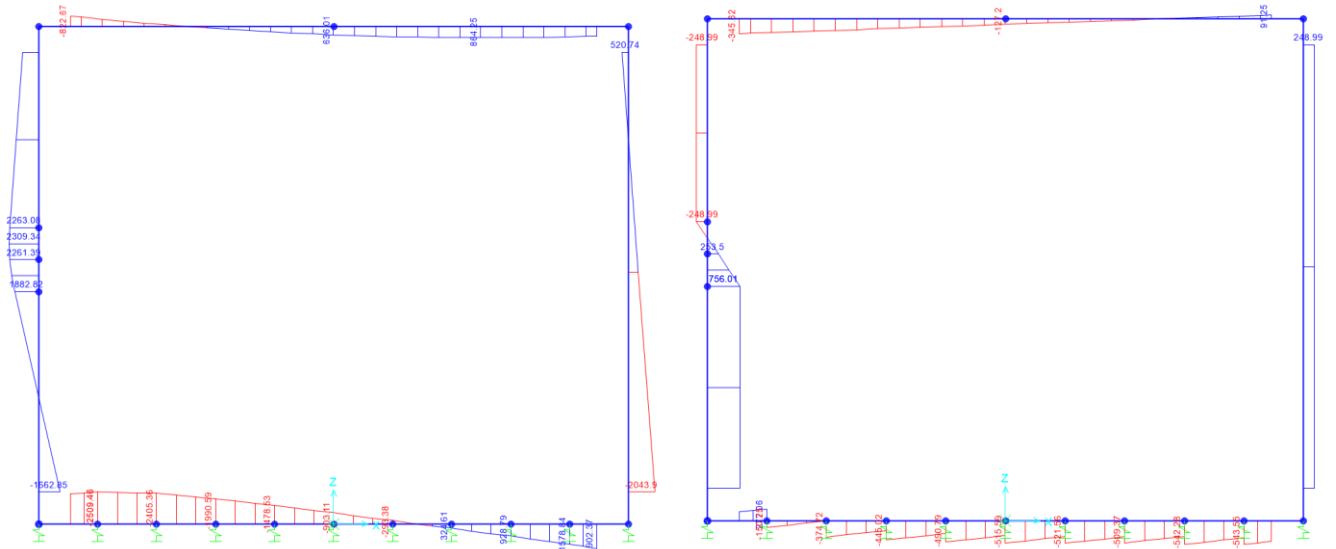


Fig. 33 – Involuppo Combinazione eccezionale – Momento Flettente/ Sforzo di Taglio

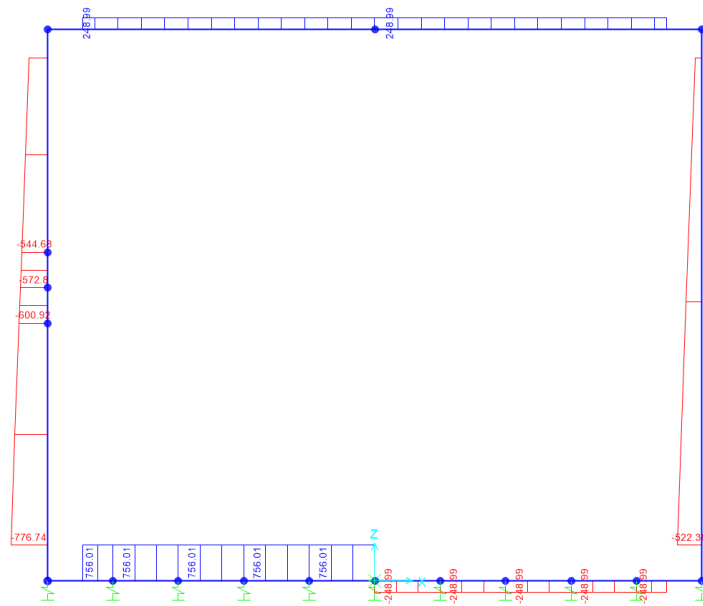


Fig. 34 – Involuppo Combinazione eccezionale – Sforzo Normale

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	60 di 164

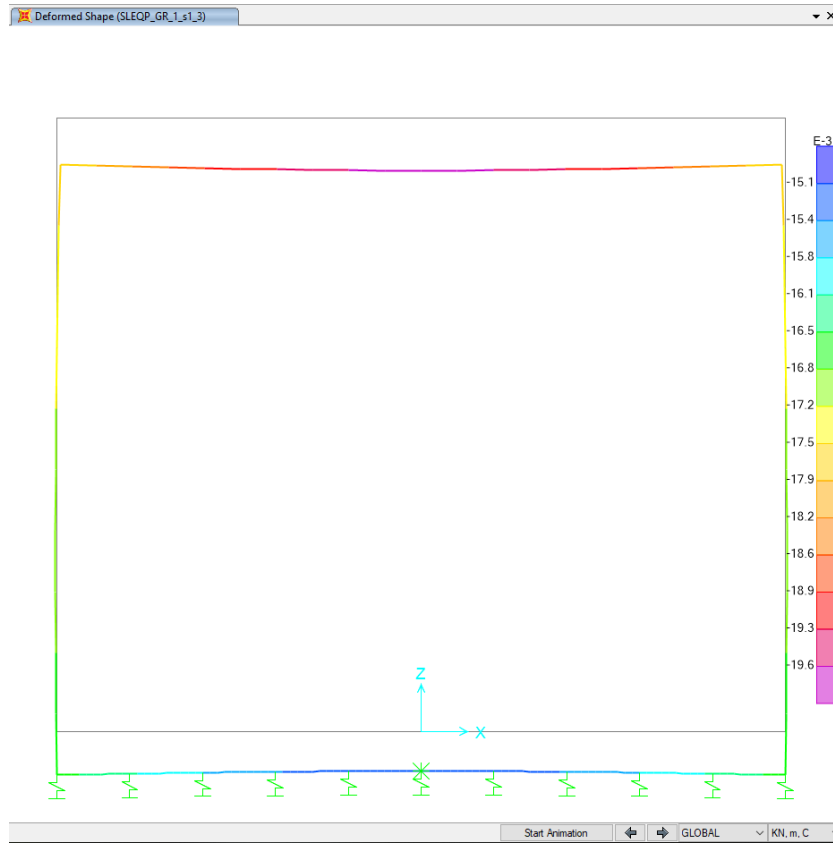


Fig. 35 – Spostamenti verticali (della struttura) e cedimenti elastici (involuppo SLE)

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	61 di 164

8.1 Sollecitazioni soletta superiore – Incastro (S1)
8.1.1 SLU

Statiche	Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
	Text	m	Text	kN	kN	kN*m
Nmin	23	6.17	SLU_GR_2b_s1_2	-142.6	757.3	-1878.3
Nmax	15	0.75	SLU_GR_2b_s1_15	74.5	-708.7	14.8
Mmin	23	6.17	SLU_GR_2b_s1_2	-142.6	757.3	-1878.3
Mmax	15	0.75	SLU_GR_1_s2_17	42.4	-328.0	94.2
Vmin	15	0.75	SLU_GR_1_s1_9	-45.9	-940.3	-1083.8
Vmax	23	6.17	SLU_GR_1_s1_4	-61.5	817.1	-1237.7

Sismiche	Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
	Text	m	Text	kN	kN	kN*m
Nmin	23	6.17	SLV_2	-81.4	350.9	-1296.7
Nmax	23	6.17	SLV_3	114.9	89.7	880.0
Mmin	15	0.75	SLV_4	-81.4	-350.9	-1296.7
Mmax	23	6.17	SLV_3	114.9	89.7	880.0
Vmin	15	0.75	SLV_3	-79.1	-365.7	-822.9
Vmax	23	6.17	SLV_1	-79.1	365.7	-822.9

8.1.2 SLE Rara/ Frequente/Quasi Permanenti

SLE_RR	Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
	Text	m	Text	kN	kN	kN*m
Nmin	23	6.17	SLERR_GR_2b_s1_2	-106.0	558.6	-1422.8
Nmax	15	0.75	SLERR_GR_2b_s1_15	58.2	-523.5	57.1
Mmin	23	6.17	SLERR_GR_2b_s1_2	-106.0	558.6	-1422.8
Mmax	15	0.75	SLERR_GR_1_s2_17	34.4	-241.5	115.9
Vmin	15	0.75	SLERR_GR_1_s1_9	-32.8	-694.8	-795.7
Vmax	23	6.17	SLERR_GR_1_s1_4	-43.9	602.9	-906.8

SLE_FR	Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
	Text	m	Text	kN	kN	kN*m
Nmin	23	6.17	SLEFR_GR_2b_s1_2	-106.0	558.6	-1422.8
Nmax	15	0.75	SLEFR_GR_2b_s1_15	58.2	-523.5	57.1
Mmin	23	6.17	SLEFR_GR_2b_s1_2	-106.0	558.6	-1422.8
Mmax	23	6.17	SLEFR_GR_1_s2_33	45.0	313.4	379.3
Vmin	15	0.75	SLEFR_GR_1_s1_15	-14.4	-694.8	-421.8
Vmax	38	3.8	SLEFR_GR_2B_S1_1	-48.951	368.663	-236.592

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	62 di 164

SLE_QP	Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
	Text	m	Text	kN	kN	kN*m
Nmin	15	0.75	SLEQP_GR_1_s1_3	32.0	-220.3	103.3
Nmax	23	6.17	SLEQP_GR_1_s1_2	1.5	220.3	-520.0
Mmin	15	0.75	SLEQP_GR_1_s1_2	1.5	-220.3	-520.0
Mmax	23	6.17	SLEQP_GR_1_s1_3	32.0	220.3	103.3
Vmin	15	0.75	SLEQP_GR_1_s1_4	16.6	-220.3	-452.8
Vmax	23	6.17	SLEQP_GR_1_s1_1	16.9	220.3	36.1

8.1.3 Combinazione Eccezionale

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
Text	m	Text	kN	kN	kN*m
15	0.75	Eccezionale 1	250	-346	-823

8.2 Sollecitazioni soletta superiore – Mezzeria (S2)

8.2.1 SLU

Statiche	Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
	Text	m	Text	kN	kN	kN*m
Nmin	23	0	SLU_GR_1_s1_7	-78.7	47.8	1371.8
Nmax	23	0	SLU_GR_1_s2_17	37.6	-25.7	1176.5
Mmin	23	0	SLU_GR_1_s2_12	-6.5	-25.7	278.6
Mmax	23	0	SLU_GR_1_s1_22	-0.9	37.4	2270.8
Vmin	23	0	SLU_GR_1_s2_18	15.4	-25.7	375.7
Vmax	23	0	SLU_GR_2b_s1_9	-30.3	139.6	1770.3

Sismiche	Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
	Text	m	Text	kN	kN	kN*m
Nmin	23	0	SLV_8	13.2	-41.4	170.4
Nmax	23	0	SLV_5	20.3	41.4	761.1
Mmin	23	0	SLV_8	13.2	-41.4	170.4
Mmax	23	0	SLV_5	20.3	41.4	761.1
Vmin	23	0	SLV_4	15.6	-138.0	206.0
Vmax	23	0	SLV_1	17.9	138.0	725.5

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	63 di 164

8.2.2 SLE Rara/ Frequente/Quasi Permanente

SLE_RR	Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
	Text	m	Text	kN	kN	kN*m
Nmin	23	0	SLERR_GR_1_s1_7	-59.0	35.0	976.3
Nmax	23	0	SLERR_GR_1_s2_17	31.2	-19.5	914.7
Mmin	23	0	SLERR_GR_1_s2_12	-5.5	-19.5	166.5
Mmax	23	0	SLERR_GR_1_s1_22	4.0	27.2	1753.0
Vmin	23	0	SLERR_GR_1_s2_18	12.7	-19.5	247.4
Vmax	23	0	SLERR_GR_2b_s1_9	-21.1	103.0	1345.7

SLE_FR	Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
	Text	m	Text	kN	kN	kN*m
Nmin	23	0	SLEFR_GR_1_s1_7	-58.1	31.0	974.1
Nmax	23	0	SLEFR_GR_1_s2_33	45.0	-17.6	1143.7
Mmin	23	0	SLEFR_GR_1_s2_28	-16.1	-17.6	-103.1
Mmax	23	0	SLEFR_GR_1_s1_22	4.9	23.3	1750.8
Vmin	23	0	SLEFR_GR_1_s2_18	13.6	-23.4	245.2
Vmax	23	0	SLEFR_GR_2b_s1_9	-21.1	103.0	1345.7

SLE_QP	Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
	Text	m	Text	kN	kN	kN*m
Nmin	23	0	SLEQP_GR_1_s1_2	1.5	0.0	154.1
Nmax	23	0	SLEQP_GR_1_s1_3	32.0	0.0	777.4
Mmin	23	0	SLEQP_GR_1_s1_2	1.5	0.0	154.1
Mmax	23	0	SLEQP_GR_1_s1_3	32.0	0.0	777.4
Vmin	23	0	SLEQP_GR_1_s1_2	1.5	0.0	154.1
Vmax	23	0	SLEQP_GR_1_s1_3	32.0	0.0	777.4

8.2.3 Combinazione Eccezionale

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
Text	m	Text	kN	kN	kN*m
23	0	Eccezionale 1	250	-130	636

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	64 di 164

8.3 Sollecitazioni Piedritto –Incastro (S3)
8.3.1 SLU

Statiche	Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
	Text	m	Text	kN	kN	kN*m
Nmin	43	0.6	SLU_GR_1_s1_9	-1058.3	45.9	1798.4
Nmax	43	0.6	SLU_GR_1_s1_1	-369.6	-20.9	542.4
Mmin	39	0.6	SLU_GR_2b_s1_6	-840.6	-152.8	2374.9
Mmax	43	0.6	SLU_GR_1_s1_7	-993.4	72.8	2252.0
Vmin	39	0.6	SLU_GR_2b_s1_2	-839.2	-152.9	2374.5
Vmax	43	0.6	SLU_GR_1_s1_7	-993.4	72.8	2252.0

Sismiche	Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
	Text	m	Text	kN	kN	kN*m
Nmin	39	0.6	SLV_1	-419.0	-100.7	1050.6
Nmax	43	0.6	SLV_2	-124.8	-134.2	-262.3
Mmin	39	0.6	SLV_2	-400.9	-103.0	1511.2
Mmax	43	0.6	SLV_4	-400.9	103.0	1511.2
Vmin	43	0.6	SLV_1	-143.0	-136.5	722.9
Vmax	39	0.6	SLV_3	-143.0	136.5	722.9

8.3.2 SLE Rara/ Frequente/Quasi Permanente

SLE_RR	Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
	Text	m	Text	kN	kN	kN*m
Nmin	43	0.6	SLERR_GR_1_s1_9	-782.1	32.8	1324.6
Nmax	43	0.6	SLERR_GR_1_s1_1	-271.9	-16.8	394.2
Mmin	39	0.6	SLERR_GR_2b_s1_6	-620.2	-113.5	1788.8
Mmax	43	0.6	SLERR_GR_1_s1_7	-734.3	55.1	1703.4
Vmin	39	0.6	SLERR_GR_2b_s1_2	-619.2	-113.5	1788.5
Vmax	43	0.6	SLERR_GR_1_s1_7	-734.3	55.1	1703.4

SLE_FR	Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
	Text	m	Text	kN	kN	kN*m
Nmin	43	0.6	SLEFR_GR_1_s1_15	-782.1	14.4	961.6
Nmax	43	0.6	SLEFR_GR_1_s1_1	-271.9	-16.8	394.2
Mmin	39	0.6	SLEFR_GR_2b_s1_6	-620.2	-113.5	1788.8
Mmax	43	0.6	SLEFR_GR_1_s1_7	-736.6	58.1	1725.6

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	65 di 164

Vmin	39	0.6	SLEFR_GR_2b_s1_2	-619.2	-113.5	1788.5
Vmax	43	0.6	SLEFR_GR_1_s1_7	-736.6	58.1	1725.6

SLE_QP	Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
	Text	m	Text	kN	kN	kN*m
Nmin	39	0.6	SLEQP_GR_1_s1_4	-271.9	16.6	638.6
Nmax	43	0.6	SLEQP_GR_1_s1_1	-271.9	-16.9	149.8
Mmin	39	0.6	SLEQP_GR_1_s1_2	-271.9	1.5	696.7
Mmax	39	0.6	SLEQP_GR_1_s1_3	-271.9	32.0	91.7
Vmin	43	0.6	SLEQP_GR_1_s1_3	-271.9	-32.0	91.7
Vmax	43	0.6	SLEQP_GR_1_s1_2	-271.9	-1.5	696.7

8.3.3 Combinazione Eccezionale

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
Text	m	Text	kN	kN	kN*m
43	0.6	Eccezionale 1	-400	250	1240
39	0.6	Eccezionale 1	-140	250	-520

8.4 Sollecitazioni Piedritto –Spiccato (S4)

8.4.1 SLU

Statiche	Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
	Text	m	Text	kN	kN	kN*m
Nmin	43	10.9	SLU_GR_1_s1_9	-1579.6	45.9	1325.4
Nmax	43	10.9	SLU_GR_1_s1_1	-890.8	-20.9	757.9
Mmin	43	10.9	SLU_GR_1_s2_11	-919.0	-29.0	535.7
Mmax	43	10.9	SLU_GR_2b_s1_16	-1336.5	-70.3	2072.4
Vmin	39	10.9	SLU_GR_2b_s1_2	-1360.5	-156.6	-780.4
Vmax	43	10.9	SLU_GR_1_s1_7	-1514.7	65.4	1540.2

Sismiche	Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
	Text	m	Text	kN	kN	kN*m
Nmin	39	10.9	SLV_1	-818.0	-269.5	855.9
Nmax	43	10.9	SLV_2	-498.1	-303.0	1989.5
Mmin	43	10.9	SLV_2	-498.1	-303.0	1989.5
Mmax	43	10.9	SLV_3	-817.9	269.5	-855.9
Vmin	43	10.9	SLV_1	-541.9	-305.4	1552.9
Vmax	43	10.9	SLV_4	-774.1	271.8	-419.3

8.4.2 SLE Rara/ Frequente/Quasi Permanente

SLE_RR	Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
	Text	m	Text	kN	kN	kN*m
Nmin	43	10.9	SLERR_GR_1_s1_9	-1168.2	32.8	987.2
Nmax	43	10.9	SLERR_GR_1_s1_1	-658.0	-16.8	566.8
Mmin	43	10.9	SLERR_GR_1_s2_11	-679.2	-21.8	365.9
Mmax	43	10.9	SLERR_GR_2b_s1_16	-988.4	-52.4	1569.0
Vmin	43	10.9	SLERR_GR_2b_s1_15	-988.4	-70.9	1103.1
Vmax	43	10.9	SLERR_GR_1_s1_7	-1120.4	50.1	1161.7

SLE_FR	Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
	Text	m	Text	kN	kN	kN*m
Nmin	43	10.9	SLEFR_GR_1_s1_15	-1168.2	14.4	812.8
Nmax	43	10.9	SLEFR_GR_1_s1_1	-658.0	-16.8	566.8
Mmin	43	10.9	SLEFR_GR_1_s2_27	-675.6	-14.7	122.6
Mmax	43	10.9	SLEFR_GR_2b_s1_16	-988.4	-52.4	1569.0
Vmin	43	10.9	SLEFR_GR_2b_s1_15	-988.4	-70.9	1103.1
Vmax	43	10.9	SLEFR_GR_1_s1_7	-1122.8	58.1	1126.7

SLE_QP	Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
	Text	m	Text	kN	kN	kN*m
Nmin	43	10.9	SLEQP_GR_1_s1_2	-658.0	-1.5	712.1
Nmax	43	10.9	SLEQP_GR_1_s1_3	-658.1	-32.0	421.5
Mmin	43	10.9	SLEQP_GR_1_s1_1	-658.0	-16.9	323.8
Mmax	43	10.9	SLEQP_GR_1_s1_4	-658.0	-16.6	809.8
Vmin	43	10.9	SLEQP_GR_1_s1_2	-658.0	-1.5	712.1
Vmax	43	10.9	SLEQP_GR_1_s1_3	-658.0	-32.0	421.5

8.4.3 Combinazione Eccezionale

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
Text	m	Text	kN	kN	kN*m
43	10.90	Eccezionale 1	-777	756	-1663
39	10.90	Eccezionale 1	-522	250	2044

8.5 Sollecitazioni Piedritto –Mezzeria (S5)

8.5.1 SLU

Statiche	Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
	Text	m	Text	kN	kN	kN*m
Nmin	43	5.75	SLU_GR_1_s1_9	-1318.9	45.9	1561.9
Nmax	43	5.75	SLU_GR_1_s1_1	-630.2	-20.9	650.1
Mmin	43	5.75	SLU_GR_1_s2_11	-658.4	-25.2	396.1
Mmax	43	5.75	SLU_GR_1_s1_23	-1097.6	28.3	1920.7
Vmin	39	5.75	SLU_GR_2b_s1_2	-1099.9	-154.8	1582.2
Vmax	43	5.75	SLU_GR_1_s1_7	-1254.1	69.1	1886.5

Sismiche	Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
	Text	m	Text	kN	kN	kN*m
Nmin	43	5.75	SLV_3	-618.5	185.1	314.7
Nmax	43	5.75	SLV_2	-311.5	-218.6	646.3
Mmin	43	5.75	SLV_7	-372.0	-74.4	154.8
Mmax	43	5.75	SLV_6	-558.0	40.9	806.2
Vmin	43	5.75	SLV_1	-342.4	-220.9	197.6
Vmax	43	5.75	SLV_4	-587.5	187.4	763.3

8.5.2 SLE Rara/ Frequente/Quasi Permanente

SLE_RR	Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
	Text	m	Text	kN	kN	kN*m
Nmin	43	5.75	SLERR_GR_1_s1_9	-975.1	32.8	1155.9
Nmax	43	5.75	SLERR_GR_1_s1_1	-465.0	-16.8	480.5
Mmin	43	5.75	SLERR_GR_1_s2_11	-486.1	-19.4	259.8
Mmax	43	5.75	SLERR_GR_1_s1_23	-811.4	20.4	1475.8
Vmin	39	5.75	SLERR_GR_2b_s1_2	-812.2	-114.8	1200.6
Vmax	43	5.75	SLERR_GR_1_s1_7	-927.4	52.6	1426.2

SLE_FR	Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
	Text	m	Text	kN	kN	kN*m
Nmin	43	5.75	SLEFR_GR_1_s1_9	-975.1	32.8	1155.9
Nmax	43	5.75	SLEFR_GR_1_s1_11	-975.1	32.8	1155.9
Mmin	43	5.75	SLEFR_GR_1_s2_27	-482.6	-14.7	46.9
Mmax	43	5.75	SLEFR_GR_1_s1_23	-813.8	25.9	1475.7
Vmin	39	5.75	SLEFR_GR_2b_s1_2	-812.2	-114.8	1200.6
Vmax	43	5.75	SLEFR_GR_1_s1_7	-929.7	58.1	1426.1

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	68 di 164

SLE_QP	Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
	Text	m	Text	kN	kN	kN*m
Nmin	39	5.75	SLEQP_GR_1_s1_4	-465.0	16.6	724.2
Nmax	43	5.75	SLEQP_GR_1_s1_4	-465.0	-16.6	724.2
Mmin	43	5.75	SLEQP_GR_1_s1_1	-465.0	-16.9	236.8
Mmax	43	5.75	SLEQP_GR_1_s1_4	-465.0	-16.6	724.2
Vmin	43	5.75	SLEQP_GR_1_s1_1	-465.0	-16.9	236.8
Vmax	43	5.75	SLEQP_GR_1_s1_2	-465.0	-1.5	704.4

8.5.3 Combinazione Eccezionale

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
Text	m	Text	kN	kN	kN*m
43	6.20	Eccezionale 1	-570	756	2310

8.6 Sollecitazioni soletta inferiore –incastro (S6)

8.6.1 SLU

Statiche	Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
	Text	m	Text	kN	kN	kN*m
Nmin	1	0.75	SLU_GR_2b_s1_15	-93.0	914.3	937.0
Nmax	11	0.634	SLU_GR_2b_s1_2	156.9	-832.6	78.2
Mmin	11	0.634	SLU_GR_2b_s1_1	134.7	-818.9	-454.0
Mmax	1	0.75	SLU_GR_2b_s1_16	-70.8	928.0	1469.2
Vmin	11	0.634	SLU_GR_1_s1_6	66.5	-945.3	805.3
Vmax	1	0.75	SLU_GR_1_s1_13	33.5	1034.9	966.1

Sismiche	Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
	Text	m	Text	kN	kN	kN*m
Nmin	1	0.75	SLV_1	-317.6	462.8	1468.9
Nmax	1	0.75	SLV_4	284.1	348.7	-859.7
Mmin	11	0.634	SLV_1	281.8	-369.6	-1310.4
Mmax	1	0.75	SLV_2	-315.3	441.9	1919.5
Vmin	11	0.634	SLV_6	-110.0	-481.2	1002.8
Vmax	1	0.75	SLV_5	-110.2	468.9	526.3

8.6.2 SLE Rara/ Frequente/Quasi Permanente

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	69 di 164

SLE_RR	Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
	Text	m	Text	kN	kN	kN*m
Nmin	1	0.75	SLERR_GR_2b_s1_15	-71.3	675.4	679.4
Nmax	11	0.634	SLERR_GR_2b_s1_2	116.2	-616.1	86.7
Mmin	11	0.634	SLERR_GR_2b_s1_1	97.7	-604.6	-356.8
Mmax	1	0.75	SLERR_GR_2b_s1_16	-52.8	686.8	1122.8
Vmin	11	0.634	SLERR_GR_1_s1_6	47.2	-699.9	639.5
Vmax	1	0.75	SLERR_GR_1_s1_13	24.5	766.0	750.2

SLE_FR	Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
	Text	m	Text	kN	kN	kN*m
Nmin	1	0.75	SLEFR_GR_2b_s1_15	-71.3	675.4	679.4
Nmax	11	0.634	SLEFR_GR_2b_s1_2	116.2	-616.1	86.7
Mmin	11	0.634	SLEFR_GR_2b_s1_1	97.7	-604.6	-356.8
Mmax	1	0.75	SLEFR_GR_2b_s1_16	-52.8	686.8	1122.8
Vmin	11	0.634	SLEFR_GR_1_s1_6	40.0	-699.9	676.4
Vmax	1	0.75	SLEFR_GR_1_s1_13	32.9	763.6	710.8

SLE_QP	Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
	Text	m	Text	kN	kN	kN*m
Nmin	11	0.634	SLEQP_GR_1_s1_3	-32.0	-402.4	173.3
Nmax	11	0.634	SLEQP_GR_1_s1_2	-1.5	-409.2	435.9
Mmin	1	0.75	SLEQP_GR_1_s1_1	-16.9	399.6	66.3
Mmax	1	0.75	SLEQP_GR_1_s1_4	-16.6	411.9	542.8
Vmin	11	0.634	SLEQP_GR_1_s1_4	-16.6	-411.9	542.8
Vmax	1	0.75	SLEQP_GR_1_s1_4	-16.6	411.9	542.8

8.6.3 Combinazione Eccezionale

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
Text	m	Text	kN	kN	kN*m
1	0.75	Eccezionale 1	756	375	2510
11	0.634	Eccezionale 1	-250	540	-1900

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	70 di 164

8.7 Sollecitazioni soletta inferiore –Mezzeria (S7)
8.7.1 SLU

Statiche	Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
	Text	m	Text	kN	kN	kN*m
Nmin	7	0	SLU_GR_1_s2_17	-28.0	-102.6	-1148.6
Nmax	7	0	SLU_GR_2b_s1_2	156.9	-28.1	-1359.3
Mmin	7	0	SLU_GR_1_s1_5	66.1	-154.0	-2061.7
Mmax	7	0	SLU_GR_1_s2_14	-5.7	-106.1	-686.2
Vmin	7	0	SLU_GEO_GR_1_s1_9	53.8	-190.2	-1630.7
Vmax	7	0	SLU_GR_2b_s1_1	134.7	-24.6	-1819.9

Sismiche	Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
	Text	m	Text	kN	kN	kN*m
Nmin	7	0	SLV_3	-317.6	-389.2	-820.3
Nmax	7	0	SLV_2	284.1	202.7	-345.5
Mmin	7	0	SLV_5	69.6	-7.4	-893.0
Mmax	7	0	SLV_8	-103.1	-179.1	-272.7
Vmin	7	0	SLV_4	-315.3	-389.6	-345.5
Vmax	7	0	SLV_1	281.8	203.1	-820.3

8.7.2 SLE Rara/ Frequente/Quasi Permanente

SLE_RR	Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
	Text	m	Text	kN	kN	kN*m
Nmin	7	0	SLERR_GR_1_s2_17	-24.8	-76.8	-856.1
Nmax	7	0	SLERR_GR_2b_s1_2	116.2	-21.8	-981.9
Mmin	7	0	SLERR_GR_1_s1_5	46.9	-114.7	-1544.9
Mmax	7	0	SLERR_GR_1_s2_14	-6.2	-79.6	-471.0
Vmin	7	0	SLERR_GR_1_s1_9	32.8	-132.8	-1283.3
Vmax	7	0	SLERR_GR_2b_s1_1	97.7	-18.9	-1365.8

SLE_FR	Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
	Text	m	Text	kN	kN	kN*m
Nmin	7	0	SLEFR_GR_1_s2_33	-45.0	-86.0	-911.7
Nmax	7	0	SLEFR_GR_2b_s1_2	116.2	-21.8	-981.9
Mmin	7	0	SLEFR_GR_1_s1_5	39.7	-122.8	-1542.9

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01


COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	71 di 164

Mmax	7	0	SLEFR_GR_1_s2_30	-14.1	-90.8	-270.6
Vmin	7	0	SLEFR_GR_1_s1_13	32.9	-134.7	-1035.8
Vmax	7	0	SLEFR_GR_2b_s1_1	97.7	-18.9	-1365.8

SLE_QP	Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
	Text	m	Text	kN	kN	kN*m
Nmin	7	0	SLEQP_GR_1_s1_3	-32.0	-92.4	-696.5
Nmax	7	0	SLEQP_GR_1_s1_2	-1.5	-94.1	-469.2
Mmin	7	0	SLEQP_GR_1_s1_1	-16.9	-91.7	-789.1
Mmax	7	0	SLEQP_GR_1_s1_4	-16.6	-94.8	-376.7
Vmin	7	0	SLEQP_GR_1_s1_1	-16.9	-91.7	-789.1
Vmax	7	0	SLEQP_GR_1_s1_4	-16.6	-94.8	-376.7

8.7.3 Combinazione Eccezionale

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
Text	m	Text	kN	kN	kN*m
5	0	Eccezionale 1	756	490	-1990

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	RADDOPPIO CESANO - VIGNA DI VALLE - PROGETTO DEFINITIVO					
	RELAZIONE DI CALCOLO – GA01	COMMESSA NR1J	LOTTO 01 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO GA0100 001	REV. B

9. VERIFICHE

9.1 Criteri di verifica

Per la verifica strutturale dell'opera in esame si adotta il metodo agli Stati limite. Negli Stati Limite Ultimi (SLU-SLV) si eseguono le verifiche di resistenza a pressoflessione e taglio mentre negli Stati Limite di Esercizio (SLE-SLD) si esegue il controllo delle tensioni nei materiali e dell'apertura delle fessure negli elementi in c.a..

9.2 Stati limite ultimi

Per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali nella tabella 5.1.V del DM 17.01.2018 relativa alle azioni sui ponti stradali.

La verifica di resistenza a pressoflessione delle sezioni viene eseguita con il metodo dello stato limite assumendo le ipotesi di conservazione piana delle sezioni, calcestruzzo non reagente a trazione e di perfetta aderenza tra acciaio e cls.

La verifica sugli elementi viene condotta calcolando il momento resistente massimo della sezione in presenza o meno di sforzo assiale di compressione. Il calcolo si basa sull'assunzione dei diagrammi di calcolo a tensione-deformazione del calcestruzzo e dell'acciaio previsti dalla normativa.

Con riferimento alla sezione presso inflessa, sotto rappresentata assieme ai diagrammi di deformazione e di sforzo così come dedotti dalle ipotesi e dai modelli $\sigma - \epsilon$ di definiti ai paragrafi 4.1.2.1.2.2 e 4.1.2.1.2.3 del D.M.17/01/18, la verifica di resistenza (SLU) si esegue controllando che:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove:

- N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;
- M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;
- M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

Per la verifica nello stato limite ultimo a taglio si valuta inizialmente la resistenza V_{Rd} dell'elemento privo di armatura trasversale. Qualora risulti inferiore alla sollecitazione di taglio V_{Ed} agente nella sezione, si predispone un'armatura trasversale e si valuta il taglio resistente V_{Rd} dell'elemento ricorrendo alla schematizzazione a traliccio ideale.

Per gli elementi senza armature trasversali resistenti a taglio la resistenza si valuta con l'espressione 4.1.14 delle DM17.01.18 di seguito riportata

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

in cui

$$k = 1 + (200/d)^{0.5} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{0.5}$$

d altezza utile della sezione

$r_l = A_{sl} / (b_w d)$ rapporto geometrico di armatura longitudinale (≤ 0.02)

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 f_{cd}$) assunta pari a 0

b_w larghezza sezione

Per gli elementi dotati di specifica armatura a taglio la verifica di resistenza diventa

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

La resistenza a taglio della trave è pari a

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}; V_{Rcd})$$

in cui con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" è pari a

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

E con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta)}{(1 + \operatorname{ctg}^2 \theta)}$$

dove S_d , b_w e σ_{cp} hanno il significato già visto e inoltre si è posto:

A_{sw} area dell'armatura trasversale;

s interasse tra due armature trasversali consecutive;

α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

f'_{cd} resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd} = 0,5 f_{cd}$);

α_c coefficiente maggiorativo assunto pari a 1

L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \operatorname{ctg} \theta \leq 2,5. \text{ Nel caso in esame si è assunto } \theta = 45^\circ.$$

9.3 Stati limite di esercizio

Per le verifiche agli stati limite di esercizio si adottano i valori dei coefficienti parziali di sicurezza definiti nella tabella 5.1.VI del DM 17.01.2018 relativa alle azioni sui ponti stradali. Per le azioni da traffico considerate (schema 1 con carichi tandem), si adotta il coefficiente $\psi_0 = 0.75$.

I valori limite delle tensioni adottati nelle verifiche sono:

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	74 di 164

- combinazione di carico rara
 - tensione di trazione nell'acciaio $0.75 f_{yk}$
 - tensione di compressione nel cls $0.55 f_{ck}$
- combinazione di carico quasi permanente:
 - tensione di compressione nel cls $0.40 f_{ck}$

I valori limite di apertura delle fessure sono quelli previsti dalle specifica di progettazione RFI per i cavalcavia stradali di cui l'opera costituisce naturale prolungamento.

Per le verifiche a fessurazione:

- condizioni XC4 e armatura ordinaria
- comb. rara. con $w_1=0.2$ mm

Si riportano di seguito le verifiche negli stati limite analizzati relative alle sezioni significative maggiormente sollecitate individuate nella figura seguente. Le verifiche sono eseguite solamente per gli involuipi delle combinazioni che generano sollecitazioni massime. La combinazione eccezionale genera sollecitazioni minori rispetto alla combinazione fondamentale e pertanto non sarà presa in considerazione per le verifiche:

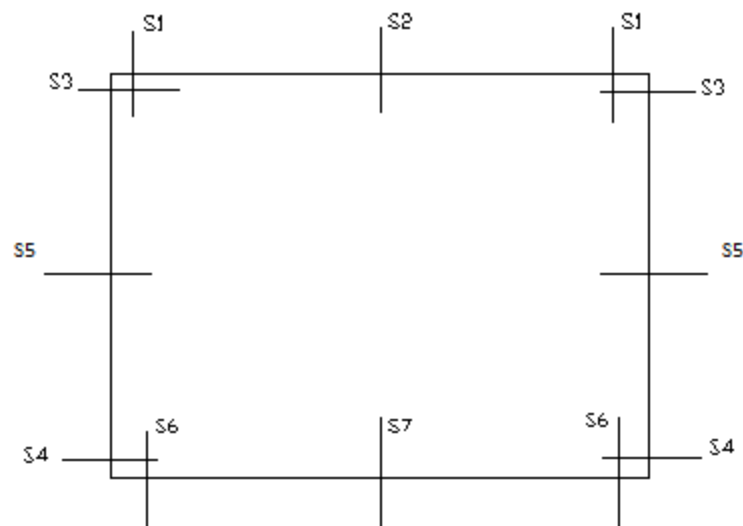


Fig. 36 – Sezioni di verifica

Per facilitare la lettura delle tabelle di sintesi delle verifiche di resistenza si riporta una legenda con i simboli e le convenzioni adottate.

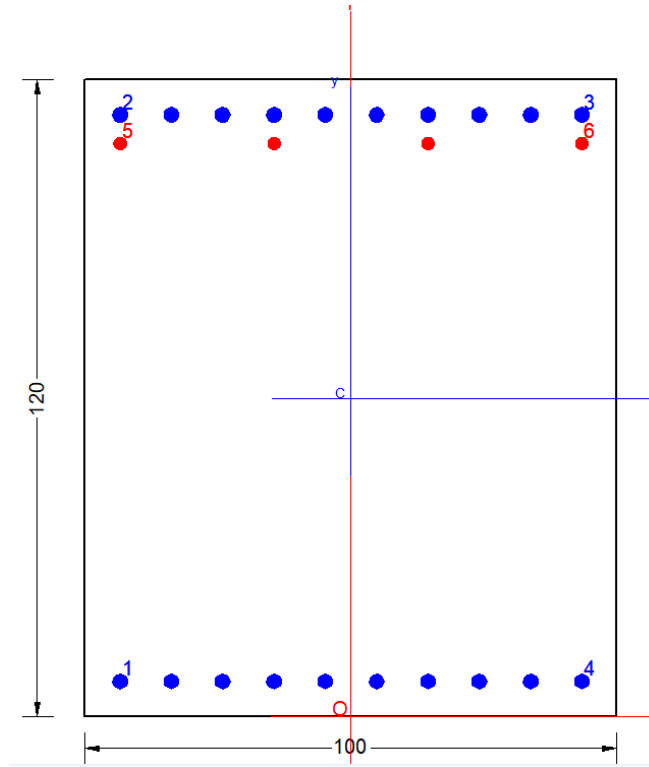
- b, h: larghezza ed altezza della sezione trasversale dell'elemento esaminato
- A_a : area armatura generico strato
- c: copriferro nominale

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	75 di 164

ϕ_{st}	diametro uncini	
c	copriferro totale	
c'	copriferro di calcolo in asse barra	
M_{Rd} :	momento flettente resistente ultimo della sezione	
M_{Ed} :	momento flettente di calcolo	
$\sigma_{cls} +$:	tensione massima di compressione nel cls	[>0 compressione]
$\sigma_{acc} -$:	tensione massima di trazione nelle barre di acciaio	[>0 trazione]
w:	apertura fessure [-] : sezione non fessurata	
R	capacità resistente	
E	valore di progetto dell'effetto delle azioni	
R / E	coefficiente di sicurezza della verifica in esame	
E / R	tasso di sfruttamento del materiale	

9.4 S1 Soletta superiore – appoggio



Carpenteria

b	h	Acls
mm	mm	m ²
1000	1200	1.20

Copriferro

lato	c [mm]
esterno	52
interno	52

Materiali

Barre acciaio		Calcestruzzo	
Tipo	B450C	Tipo	C32/40
f_{yk}	450.0 N/mm ²	f_{ck}	32.0 N/mm ²
γ_M	1.15 -	R_{ck}	40.0 N/mm ²
f_{yd}	391.3 N/mm ²	rara	
rara		0.6 f_{ck}	19.2 N/mm ²
0.8 f_{yk}	360.0 N/mm ²	qperm	
		0.45 f_{ck}	14.4 N/mm ²

Armature

Lato superiore				
n	ϕ	Aa	c'	Aa/Acls
-	mm	mm ²	mm	%
10	28	6160	66	0.66
4	24	1810	-	
Aa,tot =		7970		

Lato inferiore				
n	ϕ	Aa	c'	Aa/Acls
-	mm	mm ²	mm	%
10	28	3080	66	0.51
Aa,tot =		6160		

GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION

Section Name: Soletta di copertura_app.secEC

(File path: S:\Projects\18005_0549D07_Cesano Vigna di Valle\Work\07 Sottopasso\GA01_km_35+085\Model\Tunnel\Excel\SS\Soletta di copertura_app.secEC)

Section description:

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	77 di 164

Section type: Beam
 Reference code: EC2/EC8 Italian Annex
 Exposure Class: XC4 - Carbonation (cyclic wet and dry)
 Stress path: Constant axial force force to achieve bending ULS
 Reference of assigned forces: Principal axes y,y of inertia

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C32/40	
	Design compressive strength fcd:	18.1	MPa
	Shear reduced compressive strenght v1*fcd:	9.1	MPa (6.9)EC2
	Coeff Crd,c:	0.1200	(§ 6.2.2(1) EC2
	Coeff K1:	0.1500	(§ 6.2.2(1) EC2
	Coeff v min:	0.0115	Mpa(§ 6.2.2(1) EC2
	Strain at max strength ec2:	0.0020	
	Ultimate strain ecu:	0.0035	
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rectangle	
	Mean Elastic Modulus Ecm:	33345.8	MPa
	Mean tensile strength fctm:	3.0	MPa
	Es/Ec in SLS combination:	15.00	
	Stress limit in SLS Characteristic comb.:	19.2	kN/cm ²
	Stress limit in SLS Frequent comb.:	192.0	daN/cm ²
	Crack width limit in SLS Frequent comb.:	0.300	mm
	Stress limit in SLS Quasi-perm. comb.:	14.40	Mpa
	Crack width limit in SLS Quasi-perm. comb.:	0.200	mm
STEEL -	Longitudinal Bars:	B450C	
	Characteristic yield stress fyk:	450.00	MPa
	Tensile strength ftk:	540.0	MPa
	Design yield stress fyd:	391.3	MPa
	Design strength ftd:	391.3	MPa
	Design ultimate strain esu:	0.068	
	Mean elastic modulus Es:	200000.0	MPa
	Stirrups:	B500A	
	Characteristic yield stress fyk:	500.00	MPa
	Tensile strength ftk:	540.0	MPa
	Design yield stress fyd:	434.8	MPa
	Design strength ftd:	434.8	MPa
	Mean elastic modulus Es:	200000.0	MPa
	SLS Charact. - Ss Limit:	360.00	MPa

GEOMETRICAL DATA OF CONCRETE CROSS-SECTION

Shape of Region: Polygonal
 Concrete Class: C32/40

Vertex N.:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	120.0
3	50.0	120.0
4	50.0	0.0

DATA ISOLATED LONGITUDINAL BARS

Bar N.	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.4	6.6	28
2	-43.4	113.4	28
3	43.4	113.4	28

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	78 di 164

4	43.4	6.6	28
5	-43.4	108.0	24
6	43.4	108.0	24

DATA OF LINEAR GENERATIONS OF LONGITUDINAL BARS

N. Gen.	Number of generated bars of the current linear generation
N.Initial Bar	Order number of initial bar (between the isolated bars just defined)
N.Final Bar	Order number of final bar (between the isolated bars just defined)
N. Bars	Number of bars generated equidistant in the current generation
Ø	Diameter [mm] of generated bars

Gen.N.	Initial Bar	Final Bar	N. Bars	Ø
1	1	4	8	28
2	2	3	8	28
3	5	6	2	24

ULTIMATE LIMIT STATE - ASSIGNED DESIGN FORCES FOR EACH COMBINATION

N d	Design axial force [kN] applied at centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx d	Design bending force [kNm] around x principal axis of inertia
My d	Design bending force [kNm] around y principal axis of inertia
Vy d	Design shear component [kN] parallel to y principal axis of inertia
Vx d	Design shear component [kN] parallel to x principal axis of inertia

Comb.N.	N d	Mx d	My d	Vy d	Vx d
1	142.60	-1878.30	0.00	757.30	0.00
2	-74.50	14.80	0.00	-708.70	0.00
3	142.60	-1878.30	0.00	757.30	0.00
4	-42.40	94.20	0.00	-328.00	0.00
5	45.90	-1083.80	0.00	-940.30	0.00
6	61.50	-1237.70	0.00	817.10	0.00
7	81.40	-1296.70	0.00	350.90	0.00
8	-114.90	880.00	0.00	89.70	0.00
9	81.40	-1296.70	0.00	-350.90	0.00
10	-114.90	880.00	0.00	89.70	0.00
11	79.10	-822.90	0.00	-365.70	0.00
12	79.10	-822.90	0.00	365.70	0.00

SERVICEABILITY LIMIT STATES - CHARACTERISTIC COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N	Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx	Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
My	Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	106.00	-1422.80	0.00
2	-58.20	57.10	0.00
3	106.00	-1422.80	0.00
4	-34.40	115.90	0.00
5	32.80	-795.70	0.00
6	43.90	-906.80	0.00

SERVICEABILITY LIMIT STATES - FREQUENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	79 di 164

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	106.00	-1422.80 (-1056.47)	0.00 (0.00)
2	-58.20	57.10 (805.46)	0.00 (0.00)
3	106.00	-1422.80 (-1056.47)	0.00 (0.00)
4	-45.00	379.30 (978.18)	0.00 (0.00)
5	14.40	-421.80 (-1046.42)	0.00 (0.00)
6	39.80	-879.90 (-1049.16)	0.00 (0.00)

SERVICEABILITY LIMIT STATES - QUASI-PERMANENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	-32.00	103.30 (935.60)	0.00 (0.00)
2	-1.50	-520.00 (-1037.36)	0.00 (0.00)
3	-1.50	-520.00 (-1037.36)	0.00 (0.00)
4	-32.00	103.30 (935.60)	0.00 (0.00)
5	-16.60	-452.80 (-1029.23)	0.00 (0.00)
6	-16.90	36.10 (903.03)	0.00 (0.00)

CHECKS RESULTS

Checks OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars: 5.2 cm
Min distance between longitudinal bars: 2.8 cm
Min edge cover of stirrups: 4.4 cm

ULTIMATE LIMIT STATES - N-MX-MY CAPACITY CHECKS

Check Result of check
N Design axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx Design bending moment [kNm] around x axis principal of inerzia
My Design bending moment [kNm] around y axis principal of inerzia
N ult Axial force capacity [kN] (+ if compressive)
Mx ult Bending moment capacity [kNm] around x axis principal of inerzia
My ult Bending moment capacity [kNm] around y axis principal of inerzia
S.F. Safety Factor = vectorial ratio of (N ult,Mx ult,My ult) to (N,Mx,My). Check OK if ratio >=1.00
As Tension Area [cm²] of bars in tension (beam section). Min area for code is shown between brackets [eq.(9.1N) EC2]

Comb.N.	Check	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	S.F.	As Tension
1	OK	142.60	-1878.30	0.00	142.64	-3400.91	0.00	1.810	79.7(0.0)
2	OK	-74.50	14.80	0.00	-74.24	2589.30	0.00	133.834	61.6(0.0)
3	OK	142.60	-1878.30	0.00	142.64	-3400.91	0.00	1.810	79.7(0.0)
4	OK	-42.40	94.20	0.00	-42.18	2605.86	0.00	26.945	61.6(0.0)
5	OK	45.90	-1083.80	0.00	45.95	-3350.05	0.00	3.090	79.7(0.0)
6	OK	61.50	-1237.70	0.00	61.66	-3358.32	0.00	2.712	79.7(0.0)
7	OK	81.40	-1296.70	0.00	81.44	-3368.74	0.00	2.597	79.7(0.0)
8	OK	-114.90	880.00	0.00	-114.73	2568.38	0.00	2.903	61.6(0.0)
9	OK	81.40	-1296.70	0.00	81.44	-3368.74	0.00	2.597	79.7(0.0)
10	OK	-114.90	880.00	0.00	-114.73	2568.38	0.00	2.903	61.6(0.0)

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	80 di 164

11	OK	79.10	-822.90	0.00	79.15	-3367.53	0.00	4.089	79.7(0.0)
12	OK	79.10	-822.90	0.00	79.15	-3367.53	0.00	4.089	79.7(0.0)

ULTIMATE LIMIT STATE - BENDING AND AXIAL FORCE - STRAIN VALUES

ec max	Ultimate compressive strain in concrete
ec*	Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed)
Xc max	X-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
Yc max	Y-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive)
Xs max	X-coordinate [cm] of bar in wich is es max
Ys max	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es max
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive)
Xs min	X-coordinate [cm] of bar in wich is es min
Ys min	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es min

Comb.N.	ec max	ec*	Xc max	Yc max	es max	Xs max	Ys max	es min	Xs min	Ys min
1	0.00350	-0.01317	-50.0	0.0	0.00136	-43.4	6.6	-0.03326	-43.4	113.4
2	0.00350	-0.01558	50.0	120.0	0.00105	43.4	113.4	-0.03857	-43.4	6.6
3	0.00350	-0.01317	-50.0	0.0	0.00136	-43.4	6.6	-0.03326	-43.4	113.4
4	0.00350	-0.01548	50.0	120.0	0.00106	43.4	113.4	-0.03835	-43.4	6.6
5	0.00350	-0.01356	-50.0	0.0	0.00131	-43.4	6.6	-0.03412	-43.4	113.4
6	0.00350	-0.01350	-50.0	0.0	0.00132	-43.4	6.6	-0.03398	-43.4	113.4
7	0.00350	-0.01342	-50.0	0.0	0.00133	-43.4	6.6	-0.03380	-43.4	113.4
8	0.00350	-0.01571	50.0	120.0	0.00103	43.4	113.4	-0.03886	-43.4	6.6
9	0.00350	-0.01342	-50.0	0.0	0.00133	-43.4	6.6	-0.03380	-43.4	113.4
10	0.00350	-0.01571	50.0	120.0	0.00103	43.4	113.4	-0.03886	-43.4	6.6
11	0.00350	-0.01342	-50.0	0.0	0.00133	-43.4	6.6	-0.03382	-43.4	113.4
12	0.00350	-0.01342	-50.0	0.0	0.00133	-43.4	6.6	-0.03382	-43.4	113.4

ULTIMATE LIMIT STATE - POSITION OF NEUTRAL AXIS FOR EACH COMBINATION

a, b, c	Coeff. a, b, c in neutral axis equation: $aX+bY+c=0$ reference X,Y,O
x/d	Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section
D	Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [eq.(5.10)EC2]

Comb.N.	a	b	c	x/d	D
1	0.00000000	-0.000324137	0.003500000	0.095	0.700
2	0.00000000	0.000371027	-0.041023293	0.083	0.700
3	0.00000000	-0.000324137	0.003500000	0.095	0.700
4	0.00000000	0.000369060	-0.040787201	0.084	0.700
5	0.00000000	-0.000331715	0.003500000	0.093	0.700
6	0.00000000	-0.000330476	0.003500000	0.093	0.700
7	0.00000000	-0.000328910	0.003500000	0.094	0.700
8	0.00000000	0.000373505	-0.041320595	0.083	0.700
9	0.00000000	-0.000328910	0.003500000	0.094	0.700
10	0.00000000	0.000373505	-0.041320595	0.083	0.700
11	0.00000000	-0.000329092	0.003500000	0.094	0.700
12	0.00000000	-0.000329092	0.003500000	0.094	0.700

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Tension in concrete:	Not considered in any case
Check	Result of Check
Reg	Number of current concrete sub-region of the cross section
Sc max (Sc lim)	Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]. Code limit stress Sc lim is shown between brackets
Xc max, Yc max	X-coordinate, Y-coordinate [cm] of concrete vertex corresponding to Sc max (reference X,Y,O)

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	81 di 164

Ss min (Ss lim) Min stress (- if tensile) in steel bars [Mpa], Code limit stress is shown between brackets
 Xs min, Ys min X-coordinate, Y-coordinate [cm] of bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
 Ac eff Effective tension area [cm²] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)
 As eff Area of tension steel bars [cm²] within Ac eff (for crack width control)
 r eff Geometrical ratio Ac eff/Ac eff [eq.(7.10) Ec2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	5.57 (19.2)	50.0	0.0	-172.1 (360.0)	33.8	113.4	1950	79.7	0.041
2	1	OK	0.16 (19.2)	50.0	120.0	-13.4 (360.0)	-4.8	6.6	1650	61.6	0.037
3	1	OK	5.57 (19.2)	50.0	0.0	-172.1 (360.0)	33.8	113.4	1950	79.7	0.041
4	1	OK	0.43 (19.2)	50.0	120.0	-20.7 (360.0)	-4.8	6.6	1650	61.6	0.037
5	1	OK	3.09 (19.2)	50.0	0.0	-97.8 (360.0)	33.8	113.4	1950	79.7	0.041
6	1	OK	3.53 (19.2)	50.0	0.0	-111.0 (360.0)	33.8	113.4	1950	79.7	0.041

SLS CHARACTERISTIC - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Section is assumed always cracked even if flexural tensile stress does not exceeds fctm
 Check Result of check
 e1 Greater concrete tensile strain (tension is -) assessed in cracked section
 e2 Lesser concrete tensile strain within the entire section (tension is -) assessed in cracked section
 k1 = 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]
 kt = 0.6 for frequent and characteristic SLS; = 0.4 for q.perm SLS [see eq.(7.9) EC2]
 k2 = 0.5 for bending; = (e1 + e2)/(2*e1) for eccentric tension [see eq.(7.13) EC2]
 k3 = 3.400 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
 k4 = 0.425 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
 Ø Bar diameter [mm] or equivalent diameter of tensile bars in Ac eff [eq.(7.11)]
 e sm - e cm Difference between the mean strain of tensile steel and concrete [eq.(7.8)]
 Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = 0.6 Smax / Es
 sr max Max final crack [mm] spacing
 wk Calculated value [mm] of crack width = sr max*(e sm - e cm) [eq.(7.8)]. Limit value of wk is shown between brackets
 MX crack First cracking bending moment around X axis[kNm]
 MY crack First cracking bending moment around Y axis[kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00094	0	0.500	27.0	0.00058 (0.00052)	289	0.169	-1056.47	0.00
2	OK	-0.00007	0	0.500	28.0	0.00004 (0.00004)	304	0.012	805.46	0.00
3	OK	-0.00094	0	0.500	27.0	0.00058 (0.00052)	289	0.169	-1056.47	0.00
4	OK	-0.00011	0	0.500	28.0	0.00006 (0.00006)	304	0.019	938.37	0.00
5	OK	-0.00053	0	0.500	27.0	0.00029 (0.00029)	289	0.085	-1048.17	0.00
6	OK	-0.00060	0	0.500	27.0	0.00033 (0.00033)	289	0.096	-1049.95	0.00

SLS FREQUENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	5.57 (19.2)	50.0	0.0	-172.1 (360.0)	33.8	113.4	1950	79.7	0.041
2	1	OK	0.16 (19.2)	50.0	120.0	-13.4 (360.0)	-4.8	6.6	1650	61.6	0.037
3	1	OK	5.57 (19.2)	50.0	0.0	-172.1 (360.0)	33.8	113.4	1950	79.7	0.041
4	1	OK	1.45 (19.2)	50.0	120.0	-62.5 (360.0)	-24.1	6.6	1650	61.6	0.037
5	1	OK	1.64 (19.2)	50.0	0.0	-52.0 (360.0)	33.8	113.4	1950	79.7	0.041
6	1	OK	3.43 (19.2)	50.0	0.0	-107.9 (360.0)	33.8	113.4	1950	79.7	0.041

SLS FREQUENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00094	0	0.500	27.0	0.00058 (0.00052)	289	0.169 (0.30)	-1056.47	0.00
2	OK	-0.00007	0	0.500	28.0	0.00004 (0.00004)	304	0.012 (0.30)	805.46	0.00
3	OK	-0.00094	0	0.500	27.0	0.00058 (0.00052)	289	0.169 (0.30)	-1056.47	0.00
4	OK	-0.00034	0	0.500	28.0	0.00019 (0.00019)	304	0.057 (0.30)	978.18	0.00
5	OK	-0.00028	0	0.500	27.0	0.00016 (0.00016)	289	0.045 (0.30)	-1046.42	0.00

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	82 di 164

6 OK -0.00059 0 0.500 27.0 0.00032 (0.00032) 289 0.094 (0.30) -1049.16 0.00

SLS QUASI-PERMANENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	0.38 (14.4)	50.0	120.0	-18.5 (360.0)	4.8	6.6	1650	61.6	0.037
2	1	OK	2.00 (14.4)	50.0	0.0	-65.2 (360.0)	33.8	113.4	1950	79.7	0.041
3	1	OK	2.00 (14.4)	50.0	0.0	-65.2 (360.0)	33.8	113.4	1950	79.7	0.041
4	1	OK	0.38 (14.4)	50.0	120.0	-18.5 (360.0)	4.8	6.6	1650	61.6	0.037
5	1	OK	1.73 (14.4)	50.0	0.0	-57.6 (360.0)	33.8	113.4	1950	79.7	0.041
6	1	OK	0.13 (14.4)	50.0	120.0	-6.9 (360.0)	-43.4	6.6	1650	61.6	0.037

SLS QUASI-PERMANENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00010	0	0.500	28.0	0.00006 (0.00006)	304	0.017 (0.20)	935.60	0.00
2	OK	-0.00035	0	0.500	27.0	0.00020 (0.00020)	289	0.057 (0.20)	-1037.36	0.00
3	OK	-0.00035	0	0.500	27.0	0.00020 (0.00020)	289	0.057 (0.20)	-1037.36	0.00
4	OK	-0.00010	0	0.500	28.0	0.00006 (0.00006)	304	0.017 (0.20)	935.60	0.00
5	OK	-0.00031	0	0.500	27.0	0.00017 (0.00017)	289	0.050 (0.20)	-1029.23	0.00
6	OK	-0.00004	0	0.500	28.0	0.00002 (0.00002)	304	0.006 (0.20)	903.03	0.00

SLS - CHECK OF MINIMUM REINFORCEMENT AREA FOR CRACK CONTROL [§ 7.3.2 EC2]

Comb.N.	Order numbers assigned to SLS combination
Comb.Type	Frequent or Quasi-Permanent combination
Region	Number and type (web or flange) of sub-regions (as parts of the concrete cross-section)
k	Coeff. wich allows for the effects of non-uniform self-equilibrating stresses [eq.(7.1) EC2]
kc	Coeff. wich takes account of the stress distribution prior to cracking [eq.(7.2)-(7.3) EC2]
Act	Area of concrete (for each sub-region) within tension zone just before formation of first crack [eq.(7.1) EC2]
Ned	Axial force [kN] (+ if compressive) acting within each sub-region just before of first crack
Sc	= Ned/Act = mean stress [Mpa] within each concrete sub-region [eq.(7.1) EC2]
k1	Coeff. considering the effects of axial force on the stress distribution (rectangular section or web sub-region)
Fcr	Absolute value of the tensile force [kN] within the flange just prior to cracking
As reg	Area [cm²] of longitudinal bars within the tension area of each sub-region
As,min	Minimum Area [cm²] of longitudinal bars to be placed within the tension area of each sub-region

Comb.N.	Comb.Type	Region	k	kc	Act	Ned	Sc	k1	Fcr	As reg	As,min
1	Frequent	1 (Web)	0.65	0.39	5800	167.83	1.40	1.50	---	79.7	12.3
2	Frequent	1 (Web)	0.65	0.41	7550	-52.61	-0.44	0.56	---	61.6	16.8
3	Frequent	1 (Web)	0.65	0.39	5800	167.83	1.40	1.50	---	79.7	12.3
4	Frequent	1 (Web)	0.65	0.41	6250	-58.98	-0.49	0.56	---	61.6	14.0
5	Frequent	1 (Web)	0.65	0.40	5850	35.28	0.29	1.50	---	79.7	12.7
6	Frequent	1 (Web)	0.65	0.39	5850	81.89	0.68	1.50	---	79.7	12.6
1	Quasi-perm.	1 (Web)	0.65	0.41	6550	-32.85	-0.27	0.56	---	61.6	14.5
2	Quasi-perm.	1 (Web)	0.65	0.40	5900	27.12	0.23	1.50	---	79.7	12.8
3	Quasi-perm.	1 (Web)	0.65	0.40	5900	27.12	0.23	1.50	---	79.7	12.8
4	Quasi-perm.	1 (Web)	0.65	0.41	6550	-32.85	-0.27	0.56	---	61.6	14.5
5	Quasi-perm.	1 (Web)	0.65	0.40	5950	10.61	0.09	1.50	---	79.7	13.0
6	Quasi-perm.	1 (Web)	0.65	0.40	6750	-16.34	-0.14	0.56	---	61.6	14.8

Verifica a taglio

La verifica tagliente è stata condotta considerando uncini $\phi 10/10$ con 4 bracci.

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	83 di 164

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A. SECONDO D.M. 17/01/2018 § 4.1.2.3.5

• **Caratteristiche della sezione**

$b_w = 1000$	mm larghezza	$f_{yk} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 1200$	mm altezza	$\gamma_s = 1.15$		coeff. sicurezza
$c = 50$	mm copriferro	$f_{yd} = 391.3$	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 32$	MPa resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:		
$\gamma_c = 1.50$	coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 10 \text{ } \emptyset 28$		$= 61.58 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 4 \text{ } \emptyset 24$		$= 18.10 \text{ cm}^2$
$d = 1150$	mm altezza utile	$A_{sl,3} = 0 \text{ } \emptyset 0$		$= 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 18.13$	MPa resist. di calcolo			79.67 cm^2

• **Sollecitazioni** (compressione < 0, trazione > 0, taglio in valore assoluto)

$$N_{ed} = 0.0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 940.3 \text{ kN}$$

• **Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1.417 < 2$$

$$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{min} = 0.334$$

$$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02 \quad \rho_1 = 0.007 < 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd}$$

$$V_{Rd} = (0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$$V_{Rd} = 549.3 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 384.1 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 549.3 \text{ kN} \quad \text{valore di calcolo}$$

la sezione NON è verificata in assenza di armature per il taglio

• **Elementi con armature trasversali resistenti a taglio**

$$\theta = 45.0^\circ \quad \text{inclinaz. bielle cls} \quad \text{angolo ammissibile}$$

$$\alpha = 90.0^\circ \quad \text{inclinaz. Uncini}$$

Armatura a taglio:

$$A_{sw}/s = \text{uncini } \emptyset 10 \text{ mm con n}^\circ \text{ bracci (trav)} \quad 4 \quad \text{passo } 10 \text{ cm} = 0.314 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$V_{Rsd} = 0.90 \times d \times (A_{sw}/s) \times f_{yd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) \times \sin \alpha \quad V_{Rsd} = 1272.4 \text{ kN}$$

$$f_{cd} = 9.07 \text{ MPa resist. di calcolo ridotta}$$

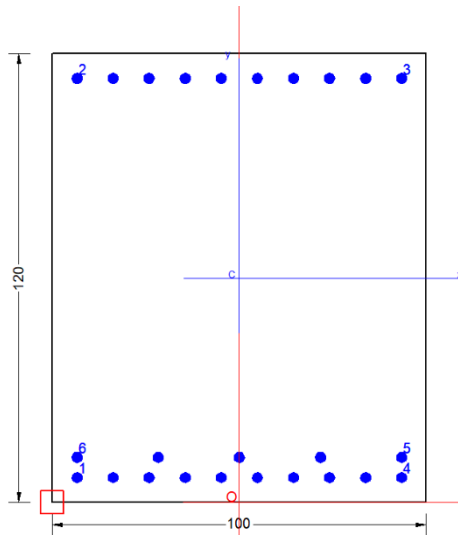
$$\alpha_c = 1.000 \quad \text{coeff. maggiorativo}$$

$$V_{Rcd} = 0.90 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \alpha) \quad V_{Rcd} = 4692.2 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) \quad V_{Rd} = 1272.4 > 940.3 \text{ kN} \quad \text{c.s.} = 1.4$$

la sezione armata a taglio risulta verificata.

9.5 S2 Soletta superiore – mezzeria



Carpenteria

b	h	Acls
mm	mm	m ²
1000	1200	1.20

Copriferro

lato	c [mm]
esterno	52
interno	52

Materiali

Barre acciaio		Calcestruzzo	
Tipo	B450C	Tipo	C32/40
f_{yk}	450.0 N/mm ²	f_{ck}	32.0 N/mm ²
γ_M	1.15 -	R_{ck}	40.0 N/mm ²
f_{yd}	391.3 N/mm ²	rar	
rara		0.6 f_{ck}	19.2 N/mm ²
0.8 f_{yk}	360.0 N/mm ²	qperm	
		0.45 f_{ck}	14.4 N/mm ²

Armature

Lato superiore				
n	ϕ	Aa	c'	Aa/Acls
-	mm	mm ²	mm	%
10	28	6160	66	
-	-	-	-	
Aa,tot =		6160		0.51

Lato inferiore				
n	ϕ	Aa	c'	Aa/Acls
-	mm	mm ²	mm	%
10	28	6160	66	
5	28	3080	-	
Aa,tot =		9240		0.77

GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION

Section Name: Soletta di copertura_mez.secEC

(File path: S:\Projects\18005_0549D07_Cesano Vigna di Valle\Work\07 Sottopasso\GA01_km_35+085\Model\Tunnel\Excel\Soletta di copertura_mez.secEC)

Section description:

Section type:

Reference code:

Exposure Class:

Stress path:

Reference of assigned forces:

Beam

EC2/EC8 Italian Annex

XC4 - Carbonation (cyclic wet and dry)

Constant axial force force to achieve bending ULS

Principal axes y,y of inertia

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	85 di 164

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C32/40
	Design compressive strength fcd:	18.1 MPa
	Shear reduced compressive strenght v1*fcd:	9.1 MPa (6.9)EC2
	Coeff Crd,c:	0.1200 (§ 6.2.2(1) EC2
	Coeff K1:	0.1500 (§ 6.2.2(1) EC2
	Coeff v min:	0.0115 Mpa (§ 6.2.2(1) EC2
	Strain at max strength ec2:	0.0020
	Ultimate strain ecu:	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rettangle
	Mean Elastic Modulus Ecm:	33345.8 MPa
	Mean tensile strength fctm:	3.0 MPa
	Es/Ec in SLS combination:	15.00
	Stress limit in SLS Characteristic comb.:	19.2 kN/cm ²
	Stress limit in SLS Frequent comb.:	192.0 daN/cm ²
	Crack width limit in SLS Frequent comb.:	0.300 mm
	Stress limit in SLS Quasi-perm. comb.:	14.40 Mpa
Crack width limit in SLS Quasi-perm. comb.:	0.200 mm	
STEEL -	Longitudinal Bars:	B450C
	Characteristic yield stress fyk:	450.00 MPa
	Tensile strength ftk:	540.0 MPa
	Design yield stress fyd:	391.3 MPa
	Design strength ftd:	391.3 MPa
	Design ultimate strain esu:	0.068
	Mean elastic modulus Es:	200000.0 MPa
	Stirrups:	B500A
	Characteristic yield stress fyk:	500.00 MPa
	Tensile strength ftk:	540.0 MPa
	Design yield stress fyd:	434.8 MPa
	Design strength ftd:	434.8 MPa
	Mean elastic modulus Es:	200000.0 MPa
	SLS Charact. - Ss Limit:	360.00 MPa

GEOMETRICAL DATA OF CONCRETE CROSS-SECTION

Shape of Region: Polygonal
Concrete Class: C32/40

Vertex N.:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	120.0
3	50.0	120.0
4	50.0	0.0

DATA ISOLATED LONGITUDINAL BARS

Bar N.	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.4	6.6	28
2	-43.4	113.4	28
3	43.4	113.4	28
4	43.4	6.6	28
5	43.4	12.0	28
6	-43.4	12.0	28

DATA OF LINEAR GENERATIONS OF LONGITUDINAL BARS

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	86 di 164

N. Gen. Number of generated bars of the current linear generation
 N.Initial Bar Order number of initial bar (between the isolated bars just defined)
 N.Final Bar Order number of final bar (between the isolated bars just defined)
 N. Bars Number of bars generated equidistant in the current generation
 Ø Diameter [mm] of generated bars

Gen.N.	Initial Bar	Final Bar	N. Bars	Ø
1	1	4	8	28
2	2	3	8	28
3	5	6	3	28

SHEAR REINFORCEMENT

Stirrups diameter: 8 mm
 Spacing of stirrups: 11.0 cm

Stirrups: One hoop

ULTIMATE LIMIT STATE - ASSIGNED DESIGN FORCES FOR EACH COMBINATION

N d Design axial force [kN] applied at centroid of concrete section (+ if compressive)
 Mx d Design bending force [kNm] around x principal axis of inertia
 My d Design bending force [kNm] around y principal axis of inertia
 Vy d Design shear component [kN] parallel to y principal axis of inertia
 Vx d Design shear component [kN] parallel to x principal axis of inertia

Comb.N.	N d	Mx d	My d	Vy d	Vx d
1	78.70	1371.80	0.00	47.80	0.00
2	-37.60	1176.50	0.00	-25.70	0.00
3	6.50	278.60	0.00	-25.70	0.00
4	0.90	2270.80	0.00	37.40	0.00
5	-15.40	375.70	0.00	-25.70	0.00
6	30.30	1770.30	0.00	139.60	0.00
7	-13.20	170.40	0.00	-41.40	0.00
8	-20.30	761.10	0.00	41.40	0.00
9	-13.20	170.40	0.00	-41.40	0.00
10	-20.30	761.10	0.00	41.40	0.00
11	-15.60	206.00	0.00	-138.00	0.00
12	-17.90	725.50	0.00	138.00	0.00

SERVICEABILITY LIMIT STATES - CHARACTERISTIC COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
 Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
 My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	59.00	976.30	0.00
2	-31.20	914.70	0.00
3	5.50	166.50	0.00
4	-4.00	1753.00	0.00
5	-12.70	247.40	0.00
6	21.10	1345.70	0.00

SERVICEABILITY LIMIT STATES - FREQUENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	87 di 164

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	58.10	974.10 (1085.74)	0.00 (0.00)
2	-45.00	1143.70 (1061.04)	0.00 (0.00)
3	16.10	-103.10 (-1058.22)	0.00 (0.00)
4	-4.90	1750.80 (1070.03)	0.00 (0.00)
5	-13.60	245.20 (1057.12)	0.00 (0.00)
6	21.10	1345.70 (1074.63)	0.00 (0.00)

SERVICEABILITY LIMIT STATES - QUASI-PERMANENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	-1.50	154.10 (1068.31)	0.00 (0.00)
2	-32.00	777.40 (1060.59)	0.00 (0.00)
3	-1.50	154.10 (1068.31)	0.00 (0.00)
4	-32.00	777.40 (1060.59)	0.00 (0.00)
5	-1.50	154.10 (1068.31)	0.00 (0.00)
6	-32.00	777.40 (1060.59)	0.00 (0.00)

CHECKS RESULTS

Checks OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars: 5.2 cm
Min distance between longitudinal bars: 2.6 cm
Min edge cover of stirrups: 4.4 cm

ULTIMATE LIMIT STATES - N-MX-MY CAPACITY CHECKS

Check Result of check
N Design axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx Design bending moment [kNm] around x axis principal of inerzia
My Design bending moment [kNm] around y axis principal of inerzia
N ult Axial force capacity [kN] (+ if compressive)
Mx ult Bending moment capacity [kNm] around x axis principal of inertia
My ult Bending moment capacity [kNm] around y axis principal of inertia
S.F. Safety Factor = vectorial ratio of (N ult,Mx ult,My ult) to (N,Mx,My). Check OK if ratio >=1.00
As Tension Area [cm²] of bars in tension (beam section). Min area for code is shown between brackets [eq.(9.1N) EC2]

Comb.N.	Check	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	S.F.	As Tension
1	OK	78.70	1371.80	0.00	78.62	3865.30	0.00	2.816	92.4(0.0)
2	OK	-37.60	1176.50	0.00	-37.53	3804.87	0.00	3.241	92.4(19.8)
3	OK	6.50	278.60	0.00	6.65	3827.92	0.00	13.734	92.4(19.8)
4	OK	0.90	2270.80	0.00	0.86	3824.91	0.00	1.684	92.4(19.8)
5	OK	-15.40	375.70	0.00	-15.43	3816.41	0.00	10.194	92.4(19.8)
6	OK	30.30	1770.30	0.00	30.25	3840.17	0.00	2.169	92.4(0.0)
7	OK	-13.20	170.40	0.00	-13.47	3817.43	0.00	22.563	92.4(19.8)
8	OK	-20.30	761.10	0.00	-20.33	3813.85	0.00	5.021	92.4(19.8)
9	OK	-13.20	170.40	0.00	-13.47	3817.43	0.00	22.563	92.4(19.8)

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	88 di 164

10	OK	-20.30	761.10	0.00	-20.33	3813.85	0.00	5.021	92.4(19.8)
11	OK	-15.60	206.00	0.00	-15.43	3816.41	0.00	18.655	92.4(19.8)
12	OK	-17.90	725.50	0.00	-17.88	3815.13	0.00	5.269	92.4(19.8)

ULTIMATE LIMIT STATE - BENDING AND AXIAL FORCE - STRAIN VALUES

ec max	Ultimate compressive strain in concrete
ec*	Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed)
Xc max	X-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
Yc max	Y-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive)
Xs max	X-coordinate [cm] of bar in wich is es max
Ys max	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es max
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive)
Xs min	X-coordinate [cm] of bar in wich is es min
Ys min	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es min

Comb.N.	ec max	ec*	Xc max	Yc max	es max	Xs max	Ys max	es min	Xs min	Ys min
1	0.00350	-0.01153	-50.0	120.0	0.00157	-43.4	113.4	-0.02965	-43.4	6.6
2	0.00350	-0.01196	50.0	120.0	0.00152	43.4	113.4	-0.03058	-43.4	6.6
3	0.00350	-0.01179	-50.0	120.0	0.00154	-43.4	113.4	-0.03022	-43.4	6.6
4	0.00350	-0.01181	-50.0	120.0	0.00154	-43.4	113.4	-0.03026	-43.4	6.6
5	0.00350	-0.01187	50.0	120.0	0.00153	43.4	113.4	-0.03040	-43.4	6.6
6	0.00350	-0.01171	-50.0	120.0	0.00155	-43.4	113.4	-0.03003	-43.4	6.6
7	0.00350	-0.01187	50.0	120.0	0.00153	43.4	113.4	-0.03038	-43.4	6.6
8	0.00350	-0.01189	50.0	120.0	0.00152	43.4	113.4	-0.03044	-43.4	6.6
9	0.00350	-0.01187	50.0	120.0	0.00153	43.4	113.4	-0.03038	-43.4	6.6
10	0.00350	-0.01189	50.0	120.0	0.00152	43.4	113.4	-0.03044	-43.4	6.6
11	0.00350	-0.01187	50.0	120.0	0.00153	43.4	113.4	-0.03040	-43.4	6.6
12	0.00350	-0.01188	50.0	120.0	0.00153	43.4	113.4	-0.03042	-43.4	6.6

ULTIMATE LIMIT STATE - POSITION OF NEUTRAL AXIS FOR EACH COMBINATION

a, b, c	Coeff. a, b, c in neutral axis equation: aX+bY+c=0 reference X,Y,O
x/d	Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section
D	Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [eq.(5.10)EC2]

Comb.N.	a	b	c	x/d	D
1	0.000000000	0.000292293	-0.031575213	0.106	0.700
2	0.000000000	0.000300564	-0.032567677	0.103	0.700
3	0.000000000	0.000297321	-0.032178561	0.104	0.700
4	0.000000000	0.000297722	-0.032226654	0.104	0.700
5	0.000000000	0.000298924	-0.032370933	0.103	0.700
6	0.000000000	0.000295682	-0.031981817	0.104	0.700
7	0.000000000	0.000298779	-0.032353445	0.103	0.700
8	0.000000000	0.000299289	-0.032414654	0.103	0.700
9	0.000000000	0.000298779	-0.032353445	0.103	0.700
10	0.000000000	0.000299289	-0.032414654	0.103	0.700
11	0.000000000	0.000298924	-0.032370933	0.103	0.700
12	0.000000000	0.000299107	-0.032392793	0.103	0.700

ULTIMATE LIMIT STATES - SHEAR CHECKS

Stirrup diameter:	8	mm	
Stirrups spacing(pitch):	11.0	cm	< Max spacing for code = 42.0 cm
Area stirrup/m:	9.1	cm ² /m	> Stirrup area strictly necessary for shear = 1.2cm ² /m
Area stirrups/m:	9.1	cm ² /m	> Min. Area stirrup bars (9.5N) = 9.1cm ² /m

Check	Result of check
-------	-----------------

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	89 di 164

Ved	Design Shear [kN] = sum of Vx and Vy projected onto the normal to the neutral axis
Vrd,max	Shear resistance [kN] by concrete diagonal struts [(6.9) EC2]
Vrd,s	Shear resistance [kN] by stirrups [(6.8) EC2]
Zm	Main weighted inner lever arm [cm] of strips orthogonal to neutral axis: are not included strips without an extreme compressed. The weights are constituted by the length of lever arm for each strips.
Dm	Main weighted effective depth [cm] of strips orthogonal to neutral axis.
bw	Mean weighted shear width [cm] misurate parallel to the neutral axis = = ratio of area of resistant strips to Zmed value
Cot(Th)	Cot of angle between the inclined concrete struts and beam axis (§6.2.3(1) EC2)
Ast min	Min area [cm ² /m] of stirrups: Ast min = 100*rw*bw. In wich rw is given from (9.5N) EC2
Ast	Area of hoops+cross-ties strictly necessary for shear force[cm ² /m]
A.Eff	Effective Area of hoops+cross-ties in the shear direction in current comb. [cm ² /m]

Comb.N.	Check	Ved	Vrd,max	Vrd,s	Zm Dm	bw	Cot(Th)	Ast min	Ast	A.Eff
1	OK	47.80	3395.64	1078.92	108.6 115.2	100.0	2.50	9.1	0.4	9.1
2	OK	25.70	3399.76	1080.23	108.7 115.3	100.0	2.50	9.1	0.2	9.1
3	OK	25.70	3398.17	1079.73	108.7 115.3	100.0	2.50	9.1	0.2	9.1
4	OK	37.40	3398.37	1079.79	108.7 115.3	100.0	2.50	9.1	0.3	9.1
5	OK	25.70	3398.96	1079.98	108.7 115.3	100.0	2.50	9.1	0.2	9.1
6	OK	139.60	3397.36	1079.47	108.7 115.3	100.0	2.50	9.1	1.2	9.1
7	OK	41.40	3398.89	1079.96	108.7 115.3	100.0	2.50	9.1	0.4	9.1
8	OK	41.40	3399.14	1080.03	108.7 115.3	100.0	2.50	9.1	0.4	9.1
9	OK	41.40	3398.89	1079.96	108.7 115.3	100.0	2.50	9.1	0.4	9.1
10	OK	41.40	3399.14	1080.03	108.7 115.3	100.0	2.50	9.1	0.4	9.1
11	OK	138.00	3398.96	1079.98	108.7 115.3	100.0	2.50	9.1	1.2	9.1
12	OK	138.00	3399.05	1080.01	108.7 115.3	100.0	2.50	9.1	1.2	9.1

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Tension in concrete:	Not considered in any case
Check	Result of Check
Reg	Number of current concrete sub-region of the cross section
Sc max (Sc lim)	Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]. Code limit stress Sc lim is shown between brackets
Xc max, Yc max	X-coordinate, Y-coordinate [cm] of concrete vertex corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
Ss min (Ss lim)	Min stress (- if tensile) in steel bars [Mpa]. Code limit stress is shown between brackets
Xs min, Ys min	X-coordinate, Y-coordinate [cm] of bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
Ac eff	Effective tension area [cm ²] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)
As eff	Area of tension steel bars [cm ²] within Ac eff (for crack width control)
r eff	Geometrical ratio Ac eff/Ac [eq.(7.10) EC2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	3.68 (19.2)	50.0	120.0	-104.7 (360.0)	-33.8	6.6	2100	92.4	0.044
2	1	OK	3.38 (19.2)	-50.0	120.0	-102.2 (360.0)	-43.4	6.6	2100	92.4	0.044
3	1	OK	0.62 (19.2)	50.0	120.0	-18.1 (360.0)	-33.8	6.6	2100	92.4	0.044
4	1	OK	6.51 (19.2)	-50.0	120.0	-193.2 (360.0)	-14.5	6.6	2100	92.4	0.044
5	1	OK	0.91 (19.2)	50.0	120.0	-27.9 (360.0)	-33.8	6.6	2100	92.4	0.044
6	1	OK	5.02 (19.2)	50.0	120.0	-147.2 (360.0)	-24.1	6.6	2100	92.4	0.044

SLS CHARACTERISTIC - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Check	Section is assumed always cracked even if flexural tensile stress does not exceeds fctm Result of check
e1	Greater concrete tensile strain (tension is -) assessed in cracked section
e2	Lesser concrete tensile strain within the entire section (tension is -)assessed in cracked section
k1	= 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]
kt	= 0.6 for frequent and characteristic SLS; = 0.4 for q.perm SLS [see eq.(7.9) EC2]
k2	= 0.5 for bending; =(e1 + e2)/(2*e1) for eccentric tension [see eq.(7.13) EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
k4	= 0.425 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
Ø	Bar diameter [mm] or equivalent diameter of tensile bars in Ac eff [eq.(7.11)]

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	90 di 164

e sm - e cm Difference between the mean strain of tensile steel and concrete [eq.(7.8)]
Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = 0.6 Smax / Es

sr max Max final crack [mm] spacing

wk Calculated value [mm] of crack width = sr max*(e sm - e cm) [eq.(7.8)]. Limit value of wk is shown between brackets

MX crack First cracking bending moment around X axis[kNm]

MY crack First cracking bending moment around Y axis[kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00057	0	0.500	28.0	0.00031 (0.00031)	285	0.089	1085.94	0.00
2	OK	-0.00056	0	0.500	28.0	0.00031 (0.00031)	285	0.087	1062.32	0.00
3	OK	-0.00010	0	0.500	28.0	0.00005 (0.00005)	285	0.015	1078.99	0.00
4	OK	-0.00105	0	0.500	28.0	0.00071 (0.00058)	285	0.201	1070.15	0.00
5	OK	-0.00015	0	0.500	28.0	0.00008 (0.00008)	285	0.024	1058.12	0.00
6	OK	-0.00080	0	0.500	28.0	0.00048 (0.00044)	285	0.135	1074.63	0.00

SLS FREQUENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	3.67 (19.2)	50.0	120.0	-104.5 (360.0)	-33.8	6.6	2100	92.4	0.044
2	1	OK	4.22 (19.2)	50.0	120.0	-128.1 (360.0)	4.8	6.6	2100	92.4	0.044
3	1	OK	0.40 (19.2)	50.0	0.0	-14.9 (360.0)	33.8	113.4	1650	61.6	0.037
4	1	OK	6.51 (19.2)	50.0	120.0	-193.0 (360.0)	-33.8	6.6	2100	92.4	0.044
5	1	OK	0.90 (19.2)	50.0	120.0	-27.7 (360.0)	-33.8	6.6	2100	92.4	0.044
6	1	OK	5.02 (19.2)	50.0	120.0	-147.2 (360.0)	-24.1	6.6	2100	92.4	0.044

SLS FREQUENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00057	0	0.500	28.0	0.00031 (0.00031)	285	0.089 (0.30)	1085.74	0.00
2	OK	-0.00070	0	0.500	28.0	0.00038 (0.00038)	285	0.110 (0.30)	1061.04	0.00
3	OK	-0.00008	0	0.500	28.0	0.00004 (0.00004)	304	0.014 (0.30)	-1058.22	0.00
4	OK	-0.00105	0	0.500	28.0	0.00070 (0.00058)	285	0.201 (0.30)	1070.03	0.00
5	OK	-0.00015	0	0.500	28.0	0.00008 (0.00008)	285	0.024 (0.30)	1057.12	0.00
6	OK	-0.00080	0	0.500	28.0	0.00048 (0.00044)	285	0.135 (0.30)	1074.63	0.00

SLS QUASI-PERMANENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	0.57 (14.4)	-50.0	120.0	-17.0 (360.0)	4.8	6.6	2100	92.4	0.044
2	1	OK	2.86 (14.4)	50.0	120.0	-87.2 (360.0)	-14.5	6.6	2100	92.4	0.044
3	1	OK	0.57 (14.4)	-50.0	120.0	-17.0 (360.0)	4.8	6.6	2100	92.4	0.044
4	1	OK	2.86 (14.4)	50.0	120.0	-87.2 (360.0)	-14.5	6.6	2100	92.4	0.044
5	1	OK	0.57 (14.4)	-50.0	120.0	-17.0 (360.0)	4.8	6.6	2100	92.4	0.044
6	1	OK	2.86 (14.4)	50.0	120.0	-87.2 (360.0)	-14.5	6.6	2100	92.4	0.044

SLS QUASI-PERMANENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00009	0	0.500	28.0	0.00005 (0.00005)	285	0.015 (0.20)	1068.31	0.00
2	OK	-0.00047	0	0.500	28.0	0.00026 (0.00026)	285	0.075 (0.20)	1060.59	0.00
3	OK	-0.00009	0	0.500	28.0	0.00005 (0.00005)	285	0.015 (0.20)	1068.31	0.00
4	OK	-0.00047	0	0.500	28.0	0.00026 (0.00026)	285	0.075 (0.20)	1060.59	0.00
5	OK	-0.00009	0	0.500	28.0	0.00005 (0.00005)	285	0.015 (0.20)	1068.31	0.00
6	OK	-0.00047	0	0.500	28.0	0.00026 (0.00026)	285	0.075 (0.20)	1060.59	0.00

SLS - CHECK OF MINIMUM REINFORCEMENT AREA FOR CRACK CONTROL (§ 7.3.2 EC2)

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	91 di 164

Comb.N.	Order numbers assigned to SLS combination
Comb.Type	Frequent or Quasi-Permanent combination
Region	Number and type (web or flange) of sub-regions (as parts of the concrete cross-section)
k	Coeff. wich allows for the effects of non-uniform self-equilibrating stresse [eq.(7.1) EC2]
kc	Coeff. wich takes account of the stress distribution prior to cracking [eq.(7.2)-(7.3) EC2]
Act	Area of concrete (for each sub-region) within tension zone just before formation of first crack [eq.(7.1) EC2]
Ned	Axial force [kN] (+ if compressive) acting within each sub-region just before of first crack
Sc	= Ned/Act = mean stress [Mpa] within each concrete sub-region [eq.(7.1) EC2]
k1	Coeff. considering the effects of axial force on the stress distribution (rectangular section or web sub-region)
Fcr	Absolute value of the tensile force [kN] within the flange just prior to cracking
As reg	Area [cm ²] of longitudinal bars within the tension area of each sub-region
As,min	Minimum Area [cm ²] of longitudinal bars to be placed within the tension area of each sub-region

Comb.N.	Comb.Type	Region	k	kc	Act	Ned	Sc	k1	Fcr	As reg	As,min
1	Frequent	1 (Web)	0.65	0.39	5750	136.30	1.14	1.50	---	92.4	12.3
2	Frequent	1 (Web)	0.65	0.40	5900	64.92	0.54	1.50	---	92.4	12.8
3	Frequent	1 (Web)	0.65	0.40	5950	4.26	0.04	1.50	---	61.6	13.0
4	Frequent	1 (Web)	0.65	0.39	5850	153.14	1.28	1.50	---	92.4	12.5
5	Frequent	1 (Web)	0.65	0.40	5950	10.60	0.09	1.50	---	92.4	13.0
6	Frequent	1 (Web)	0.65	0.39	5800	138.59	1.15	1.50	---	92.4	12.4
1	Quasi-perm.	1 (Web)	0.65	0.40	5850	12.58	0.10	1.50	---	92.4	12.8
2	Quasi-perm.	1 (Web)	0.65	0.40	5900	42.94	0.36	1.50	---	92.4	12.8
3	Quasi-perm.	1 (Web)	0.65	0.40	5850	12.58	0.10	1.50	---	92.4	12.8
4	Quasi-perm.	1 (Web)	0.65	0.40	5900	42.94	0.36	1.50	---	92.4	12.8
5	Quasi-perm.	1 (Web)	0.65	0.40	5850	12.58	0.10	1.50	---	92.4	12.8
6	Quasi-perm.	1 (Web)	0.65	0.40	5900	42.94	0.36	1.50	---	92.4	12.8

Verifica a taglio

La verifica a taglio è stata condotta considerando una sezione senza uncini.

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A. SECONDO D.M. 17/01/2018 § 4.1.2.3.5

• Caratteristiche della sezione

$b_w = 1000$	mm larghezza	$f_{yk} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 1200$	mm altezza	$\gamma_s = 1.15$		coeff. sicurezza
$c = 50$	mm copriferro	$f_{yd} = 391.3$	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 32$	MPa resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:		
$\gamma_c = 1.50$	coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 10$	$\emptyset 28$	$= 61.58 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0$	$\emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 1150$	mm altezza utile	$A_{sl,3} = 0$	$\emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 18.13$	MPa resist. di calcolo			61.58 cm^2

• Sollecitazioni (compressione<0, trazione>0, taglio in valore assoluto)

$$N_{ed} = 0.0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 139.6 \text{ kN}$$

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1.417 < 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{min} = 0.334$$

$$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02 \quad \rho_1 = 0.005 < 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd}$$

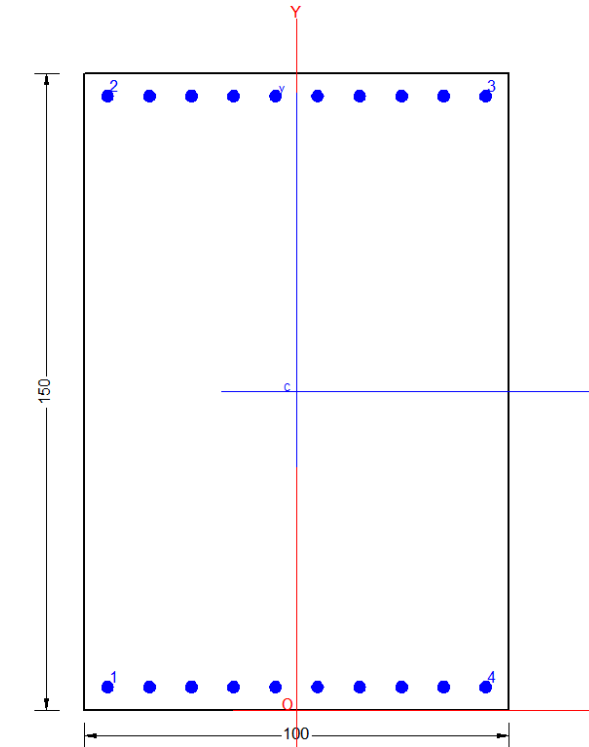
$$V_{Rd} = (0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$$V_{Rd} = 504.1 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 384.1 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 504.1 \text{ kN} \quad \text{valore di calcolo}$$

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

9.6 S3 Piedritto – testa



Carpenteria

b	h	Acls
mm	mm	m ²
1000	1500	1.50

Copriferro

lato	c [mm]
esterno	52
interno	52

Materiali

Barre acciaio		Calcestruzzo	
Tipo	B450C	Tipo	C32/40
f_{yk}	450.0 N/mm ²	f_{ck}	32.0 N/mm ²
γ_M	1.15 -	R_{ck}	40.0 N/mm ²
f_{yd}	391.3 N/mm ²	rara	0.6 f_{ck} 19.2 N/mm ²
rara	0.8 f_{yk} 360.0 N/mm ²	qperm	0.45 f_{ck} 14.4 N/mm ²

Armature

Lato esterno				
n	ϕ	Aa	c'	Aa/Acls
-	mm	mm ²	mm	%
10	28	6160	66	0.41
-	-	-	-	
Aa,tot =		6160		

Lato interno				
n	ϕ	Aa	c'	Aa/Acls
-	mm	mm ²	mm	%
10	28	6160	66	0.41
-	-	-	-	
Aa,tot =		6160		

GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION

Section Name: Piedritto_testa.secEC

(File path: S:\Projects\18005_0549D07_Cesano Vigna di Valle\Work\07 Sottopasso\GA01_km_35+085\ModellTunnell\Excel\Piedritto_testa.secEC)

Section description:

Section type:

Reference code:

Beam

EC2/EC8 Italian Annex

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	94 di 164

Exposure Class: XC4 - Carbonation (cyclic wet and dry)
 Stress path: Constant axial force force to achieve bending ULS
 Reference of assigned forces: Principal axes y,y of inertia

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C32/40	
	Design compressive strength fcd:	18.1	MPa
	Shear reduced compressive strenght v1*fcd:	9.1	MPa (6.9)EC2
	Coeff Crd,c:	0.1200	(§ 6.2.2(1) EC2
	Coeff K1:	0.1500	(§ 6.2.2(1) EC2
	Coeff v min:	0.0115	Mpa(§ 6.2.2(1) EC2
	Strain at max strength ec2:	0.0020	
	Ultimate strain ecu:	0.0035	
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rettangle	
	Mean Elastic Modulus Ecm:	33345.8	MPa
	Mean tensile strength fctm:	3.0	MPa
	Es/Ec in SLS combination:	15.00	
	Stress limit in SLS Characteristic comb.:	19.2	kN/cm ²
	Stress limit in SLS Frequent comb.:	192.0	daN/cm ²
	Crack width limit in SLS Frequent comb.:	0.300	mm
	Stress limit in SLS Quasi-perm. comb.:	14.40	Mpa
	Crack width limit in SLS Quasi-perm. comb.:	0.200	mm
STEEL -	Longitudinal Bars:	B450C	
	Characteristic yield stress fyk:	450.00	MPa
	Tensile strength ftk:	540.0	MPa
	Design yield stress fyd:	391.3	MPa
	Design strength ftd:	391.3	MPa
	Design ultimate strain esu:	0.068	
	Mean elastic modulus Es:	200000.0	MPa
	Stirrups:	B500A	
	Characteristic yield stress fyk:	500.00	MPa
	Tensile strength ftk:	540.0	MPa
	Design yield stress fyd:	434.8	MPa
	Design strength ftd:	434.8	MPa
	Mean elastic modulus Es:	200000.0	MPa
	SLS Charact. - Ss Limit:	360.00	MPa

GEOMETRICAL DATA OF CONCRETE CROSS-SECTION

Shape of Region: Polygonal
 Concrete Class: C32/40

Vertex N.:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	150.0
3	50.0	150.0
4	50.0	0.0

DATA ISOLATED LONGITUDINAL BARS

Bar N.	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.4	6.6	28
2	-43.4	143.4	28
3	43.4	143.4	28
4	43.4	6.6	28

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	95 di 164

DATA OF LINEAR GENERATIONS OF LONGITUDINAL BARS

N. Gen. Number of generated bars of the current linear generation
 N.Initial Bar Order number of initial bar (between the isolated bars just defined)
 N.Final Bar Order number of final bar (between the isolated bars just defined)
 N. Bars Number of bars generated equidistant in the current generation
 Ø Diameter [mm] of generated bars

Gen.N.	Initial Bar	Final Bar	N. Bars	Ø
1	1	4	8	28
2	2	3	8	28

ULTIMATE LIMIT STATE - ASSIGNED DESIGN FORCES FOR EACH COMBINATION

N d Design axial force [kN] applied at centroid of concrete section (+ if compressive)
 Mx d Design bending force [kNm] around x principal axis of inertia
 My d Design bending force [kNm] around y principal axis of inertia
 Vy d Design shear component [kN] parallel to y principal axis of inertia
 Vx d Design shear component [kN] parallel to x principal axis of inertia

Comb.N.	N d	Mx d	My d	Vy d	Vx d
1	1058.30	1798.40	0.00	45.90	0.00
2	369.60	542.40	0.00	-20.90	0.00
3	840.60	2374.90	0.00	-152.80	0.00
4	993.40	2252.00	0.00	72.80	0.00
5	839.20	2374.50	0.00	-152.90	0.00
6	993.40	2252.00	0.00	72.80	0.00
7	419.00	1050.60	0.00	-100.70	0.00
8	124.80	-262.30	0.00	-134.20	0.00
9	400.90	1511.20	0.00	-103.00	0.00
10	400.90	1511.20	0.00	103.00	0.00
11	143.00	722.90	0.00	-136.50	0.00
12	143.00	722.90	0.00	136.50	0.00

SERVICEABILITY LIMIT STATES - CHARACTERISTIC COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
 Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
 My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	782.10	1324.60	0.00
2	271.90	394.20	0.00
3	620.20	1788.80	0.00
4	734.30	1703.40	0.00
5	619.20	1788.50	0.00
6	734.30	1703.40	0.00

SERVICEABILITY LIMIT STATES - FREQUENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
 Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
 My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
---------	---	----	----

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	96 di 164

1	782.10	961.60 (1941.98)	0.00 (0.00)
2	271.90	394.20 (1854.61)	0.00 (0.00)
3	620.20	1788.80 (1648.71)	0.00 (0.00)
4	736.60	1725.60 (1692.62)	0.00 (0.00)
5	619.20	1788.50 (1648.44)	0.00 (0.00)
6	736.60	1725.60 (1692.62)	0.00 (0.00)

SERVICEABILITY LIMIT STATES - QUASI-PERMANENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	271.90	638.60 (1692.00)	0.00 (0.00)
2	271.90	149.80 (3141.73)	0.00 (0.00)
3	271.90	696.70 (1672.28)	0.00 (0.00)
4	271.90	91.70 (10805.00)	0.00 (0.00)
5	271.90	91.70 (10805.00)	0.00 (0.00)
6	271.90	696.70 (1672.28)	0.00 (0.00)

CHECKS RESULTS

Checks OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars:	5.2 cm
Min distance between longitudinal bars:	6.8 cm
Min edge cover of stirrups:	4.4 cm

ULTIMATE LIMIT STATES - N-MX-MY CAPACITY CHECKS

Check Result of check
N Design axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx Design bending moment [kNm] around x axis principal of inerzia
My Design bending moment [kNm] around y axis principal of inerzia
N ult Axial force capacity [kN] (+ if compressive)
Mx ult Bending moment capacity [kNm] around x axis principal of inertia
My ult Bending moment capacity [kNm] around y axis principal of inertia
S.F. Safety Factor = vectorial ratio of (N ult,Mx ult,My ult) to (N,Mx,My). Check OK if ratio >=1.00
As Tension Area [cm²] of bars in tension (beam section). Min area for code is shown between brackets [eq.(9.1N) EC2]

Comb.N.	Check	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	S.F.	As Tension
1	OK	1058.30	1798.40	0.00	1058.32	4051.35	0.00	2.253	61.6(0.0)
2	OK	369.60	542.40	0.00	369.76	3585.68	0.00	6.611	61.6(0.0)
3	OK	840.60	2374.90	0.00	840.75	3904.75	0.00	1.644	61.6(0.0)
4	OK	993.40	2252.00	0.00	993.15	4007.50	0.00	1.780	61.6(0.0)
5	OK	839.20	2374.50	0.00	839.20	3903.70	0.00	1.644	61.6(0.0)
6	OK	993.40	2252.00	0.00	993.15	4007.50	0.00	1.780	61.6(0.0)
7	OK	419.00	1050.60	0.00	418.77	3618.99	0.00	3.445	61.6(0.0)
8	OK	124.80	-262.30	0.00	124.82	-3419.06	0.00	13.035	61.6(0.0)
9	OK	400.90	1511.20	0.00	400.86	3606.83	0.00	2.387	61.6(0.0)
10	OK	400.90	1511.20	0.00	400.86	3606.83	0.00	2.387	61.6(0.0)
11	OK	143.00	722.90	0.00	143.20	3431.58	0.00	4.747	61.6(0.0)
12	OK	143.00	722.90	0.00	143.20	3431.58	0.00	4.747	61.6(0.0)

ULTIMATE LIMIT STATE - BENDING AND AXIAL FORCE - STRAIN VALUES

ec max Ultimate compressive strain in concrete

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	97 di 164

ec*	Strain in the concrete fiber at ec_2/ec_u of depth (if $ec^* > 0$ then the section is all compressed)
Xc max	X-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
Yc max	Y-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive)
Xs max	X-coordinate [cm] of bar in wich is es max
Ys max	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es max
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive)
Xs min	X-coordinate [cm] of bar in wich is es min
Ys min	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es min

Comb.N.	ec max	ec*	Xc max	Yc max	es max	Xs max	Ys max	es min	Xs min	Ys min
1	0.00350	-0.01633	-50.0	150.0	0.00146	-43.4	143.4	-0.04074	-43.4	6.6
2	0.00350	-0.01981	-50.0	150.0	0.00111	-43.4	143.4	-0.04851	-43.4	6.6
3	0.00350	-0.01739	-50.0	150.0	0.00136	-43.4	143.4	-0.04309	-43.4	6.6
4	0.00350	-0.01664	-50.0	150.0	0.00143	-43.4	143.4	-0.04144	-43.4	6.6
5	0.00350	-0.01739	-50.0	150.0	0.00136	-43.4	143.4	-0.04310	-43.4	6.6
6	0.00350	-0.01664	-50.0	150.0	0.00143	-43.4	143.4	-0.04144	-43.4	6.6
7	0.00350	-0.01955	-50.0	150.0	0.00113	-43.4	143.4	-0.04791	-43.4	6.6
8	0.00350	-0.02115	-50.0	0.0	0.00097	-43.4	6.6	-0.05148	-43.4	143.4
9	0.00350	-0.01964	-50.0	150.0	0.00112	-43.4	143.4	-0.04813	-43.4	6.6
10	0.00350	-0.01964	-50.0	150.0	0.00112	-43.4	143.4	-0.04813	-43.4	6.6
11	0.00350	-0.02104	-50.0	150.0	0.00098	-43.4	143.4	-0.05125	-43.4	6.6
12	0.00350	-0.02104	-50.0	150.0	0.00098	-43.4	143.4	-0.05125	-43.4	6.6

ULTIMATE LIMIT STATE - POSITION OF NEUTRAL AXIS FOR EACH COMBINATION

a, b, c	Coeff. a, b, c in neutral axis equation: $aX+bY+c=0$ reference X,Y,O
x/d	Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section
D	Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [eq.(5.10)EC2]

Comb.N.	a	b	c	x/d	D
1	0.000000000	0.000308524	-0.042778572	0.079	0.700
2	0.000000000	0.000362659	-0.050898898	0.067	0.700
3	0.000000000	0.000324880	-0.045231947	0.075	0.700
4	0.000000000	0.000313361	-0.043504218	0.078	0.700
5	0.000000000	0.000324995	-0.045249224	0.075	0.700
6	0.000000000	0.000313361	-0.043504218	0.078	0.700
7	0.000000000	0.000358513	-0.050276916	0.068	0.700
8	0.000000000	-0.000383392	0.003500000	0.064	0.700
9	0.000000000	0.000360010	-0.050501521	0.068	0.700
10	0.000000000	0.000360010	-0.050501521	0.068	0.700
11	0.000000000	0.000381780	-0.053766928	0.064	0.700
12	0.000000000	0.000381780	-0.053766928	0.064	0.700

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Tension in concrete:	Not considered in any case
Check	Result of Check
Reg	Number of current concrete sub-region of the cross section
Sc max (Sc lim)	Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]. Code limit stress Sc lim is shown between brackets
Xc max, Yc max	X-coordinae, Y-coordinate [cm] of concrete vertex corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
Ss min (Ss lim)	Min stress (- if tensile) in steel bars [Mpa]. Code limit stress is shown between brackets
Xs min, Ys min	X-coordinae, Y-coordinate [cm] of bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
Ac eff	Effective tension area [cm ²] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)
As eff	Area of tension steel bars [cm ²] within Ac eff (for crack width control)
r eff	Geometrical ratio $Ac\ eff/As\ eff$ [eq.(7.10) EC2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
-------	-----	-------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	-------

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	98 di 164

1	1	OK	4.20 (19.2)	-50.0	150.0	-108.2 (360.0)	33.8	6.6	1650	61.6	0.037
2	1	OK	1.26 (19.2)	-50.0	150.0	-29.7 (360.0)	24.1	6.6	1650	61.6	0.037
3	1	OK	5.50 (19.2)	-50.0	150.0	-175.1 (360.0)	33.8	6.6	1650	61.6	0.037
4	1	OK	5.30 (19.2)	-50.0	150.0	-157.0 (360.0)	-4.8	6.6	1650	61.6	0.037
5	1	OK	5.50 (19.2)	-50.0	150.0	-175.1 (360.0)	-14.5	6.6	1650	61.6	0.037
6	1	OK	5.30 (19.2)	-50.0	150.0	-157.0 (360.0)	-4.8	6.6	1650	61.6	0.037

SLS CHARACTERISTIC - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Section is assumed always cracked even if flexural tensile stress does not exceeds f_{ctm}

Result of check

Greater concrete tensile strain (tension is -) assessed in cracked section

Lesser concrete tensile strain within the entire section (tension is -) assessed in cracked section

= 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]

= 0.6 for frequent and characteristic SLS; = 0.4 for q.perm SLS [see eq.(7.9) EC2]

= 0.5 for bending; $=(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ for eccentric tension [see eq.(7.13) EC2]

= 3.400 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex

= 0.425 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex

Bar diameter [mm] or equivalent diameter of tensile bars in $A_{c\text{eff}}$ [eq.(7.11)]

Difference between the mean strain of tensile steel and concrete [eq.(7.8)]

Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = $0.6 \cdot S_{\text{max}} / E_s$

Max final crack [mm] spacing

Calculated value [mm] of crack width = $sr_{\text{max}} \cdot (e_{\text{sm}} - e_{\text{cm}})$ [eq.(7.8)]. Limit value of w_k is shown between brackets

First cracking bending moment around X axis[kNm]

First cracking bending moment around Y axis[kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00058	0	0.500	28.0	0.00032 (0.00032)	304	0.099	1789.90	0.00
2	OK	-0.00016	0	0.500	28.0	0.00009 (0.00009)	304	0.027	1854.61	0.00
3	OK	-0.00093	0	0.500	28.0	0.00058 (0.00053)	304	0.176	1648.71	0.00
4	OK	-0.00084	0	0.500	28.0	0.00049 (0.00047)	304	0.148	1694.99	0.00
5	OK	-0.00093	0	0.500	28.0	0.00058 (0.00053)	304	0.176	1648.44	0.00
6	OK	-0.00084	0	0.500	28.0	0.00049 (0.00047)	304	0.148	1694.99	0.00

SLS FREQUENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	3.11 (19.2)	-50.0	150.0	-65.3 (360.0)	-33.8	6.6	1650	61.6	0.037
2	1	OK	1.26 (19.2)	-50.0	150.0	-29.7 (360.0)	24.1	6.6	1650	61.6	0.037
3	1	OK	5.50 (19.2)	-50.0	150.0	-175.1 (360.0)	33.8	6.6	1650	61.6	0.037
4	1	OK	5.37 (19.2)	-50.0	150.0	-159.5 (360.0)	4.8	6.6	1650	61.6	0.037
5	1	OK	5.50 (19.2)	-50.0	150.0	-175.1 (360.0)	-14.5	6.6	1650	61.6	0.037
6	1	OK	5.37 (19.2)	-50.0	150.0	-159.5 (360.0)	4.8	6.6	1650	61.6	0.037

SLS FREQUENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00035	0	0.500	28.0	0.00020 (0.00020)	304	0.060 (0.30)	1941.98	0.00
2	OK	-0.00016	0	0.500	28.0	0.00009 (0.00009)	304	0.027 (0.30)	1854.61	0.00
3	OK	-0.00093	0	0.500	28.0	0.00058 (0.00053)	304	0.176 (0.30)	1648.71	0.00
4	OK	-0.00085	0	0.500	28.0	0.00050 (0.00048)	304	0.152 (0.30)	1692.62	0.00
5	OK	-0.00093	0	0.500	28.0	0.00058 (0.00053)	304	0.176 (0.30)	1648.44	0.00
6	OK	-0.00085	0	0.500	28.0	0.00050 (0.00048)	304	0.152 (0.30)	1692.62	0.00

SLS QUASI-PERMANENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	1.99 (14.4)	-50.0	150.0	-59.1 (360.0)	24.1	6.6	1650	61.6	0.037

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	99 di 164

2	1	OK	0.51 (14.4)	-50.0	150.0	-3.5 (360.0)	-43.4	6.6	1650	61.6	0.037
3	1	OK	2.16 (14.4)	-50.0	150.0	-66.1 (360.0)	33.8	6.6	1650	61.6	0.037
4	1	OK	0.35 (14.4)	-50.0	150.0	-0.2 (360.0)	-43.4	6.6	700	61.6	0.088
5	1	OK	0.35 (14.4)	-50.0	150.0	-0.2 (360.0)	-43.4	6.6	700	61.6	0.088
6	1	OK	2.16 (14.4)	-50.0	150.0	-66.1 (360.0)	33.8	6.6	1650	61.6	0.037

SLS QUASI-PERMANENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00032	0	0.500	28.0	0.00018 (0.00018)	304	0.054 (0.20)	1692.00	0.00
2	OK	-0.00002	0	0.500	28.0	0.00001 (0.00001)	304	0.003 (0.20)	3141.73	0.00
3	OK	-0.00035	0	0.500	28.0	0.00020 (0.00020)	304	0.060 (0.20)	1672.28	0.00
4	OK	0.00000	0	0.500	28.0	0.00000 (0.00000)	231	0.000 (0.20)	10805.00	0.00
5	OK	0.00000	0	0.500	28.0	0.00000 (0.00000)	231	0.000 (0.20)	10805.00	0.00
6	OK	-0.00035	0	0.500	28.0	0.00020 (0.00020)	304	0.060 (0.20)	1672.28	0.00

SLS - CHECK OF MINIMUM REINFORCEMENT AREA FOR CRACK CONTROL (§ 7.3.2 EC2)

Comb.N.	Order numbers assigned to SLS combination
Comb.Type	Frequent or Quasi-Permanent combination
Region	Number and type (web or flange) of sub-regions (as parts of the concrete cross-section)
k	Coeff. wich allows for the effects of non-uniform self-equilibrating stresses [eq.(7.1) EC2]
kc	Coeff. wich takes account of the stress distribution prior to cracking [eq.(7.2)-(7.3) EC2]
Act	Area of concrete (for each sub-region) within tension zone just before formation of first crack [eq.(7.1) EC2]
Ned	Axial force [kN] (+ if compressive) acting within each sub-region just before of first crack
Sc	= Ned/Act = mean stress [Mpa] within each concrete sub-region [eq.(7.1) EC2]
k1	Coeff. considering the effects of axial force on the stress distribution (rectangular section or web sub-region)
Fcr	Absolute value of the tensile force [kN] within the flange just prior to cracking
As reg	Area [cm ²] of longitudinal bars within the tension area of each sub-region
As,min	Minimum Area [cm ²] of longitudinal bars to be placed within the tension area of each sub-region

Comb.N.	Comb.Type	Region	k	kc	Act	Ned	Sc	k1	Fcr	As reg	As,min
1	Frequent	1 (Web)	0.65	0.37	5700	696.34	4.64	1.50	---	61.6	11.6
2	Frequent	1 (Web)	0.65	0.39	6000	242.09	1.61	1.50	---	61.6	12.8
3	Frequent	1 (Web)	0.65	0.38	6750	552.20	3.68	1.50	---	61.6	13.9
4	Frequent	1 (Web)	0.65	0.37	6550	655.83	4.37	1.50	---	61.6	13.4
5	Frequent	1 (Web)	0.65	0.38	6750	551.31	3.68	1.50	---	61.6	13.9
6	Frequent	1 (Web)	0.65	0.37	6550	655.83	4.37	1.50	---	61.6	13.4
1	Quasi-perm.	1 (Web)	0.65	0.39	6550	242.09	1.61	1.50	---	61.6	14.0
2	Quasi-perm.	1 (Web)	0.65	0.39	3550	242.09	1.61	1.50	---	61.6	7.6
3	Quasi-perm.	1 (Web)	0.65	0.39	6650	242.09	1.61	1.50	---	61.6	14.2
4	Quasi-perm.	1 (Web)	0.65	0.39	1050	242.09	1.61	1.50	---	61.6	2.2
5	Quasi-perm.	1 (Web)	0.65	0.39	1050	242.09	1.61	1.50	---	61.6	2.2
6	Quasi-perm.	1 (Web)	0.65	0.39	6650	242.09	1.61	1.50	---	61.6	14.2

Verifica a taglio

La verifica a taglio è stata condotta considerando una sezione senza uncini.

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A. SECONDO D.M. 17/01/2018 § 4.1.2.3.5

• Caratteristiche della sezione

$b_w = 1000$	mm larghezza	$f_{yk} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 1500$	mm altezza	$\gamma_s = 1.15$		coeff. sicurezza
$c = 50$	mm copriferro	$f_{yd} = 391.3$	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 32$	MPa resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:		
$\gamma_c = 1.50$	coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 10$	$\emptyset 28$	$= 61.58 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0$	$\emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 1450$	mm altezza utile	$A_{sl,3} = 0$	$\emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 18.13$	MPa resist. di calcolo	61.58 cm^2		

• Sollecitazioni (compressione <0, trazione >0, taglio in valore assoluto)

$$N_{ed} = 0.0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 152.9 \text{ kN}$$

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1.371 < 2$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{\min} = 0.318$$

$$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02 \quad \rho_1 = 0.004 < 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd}$$

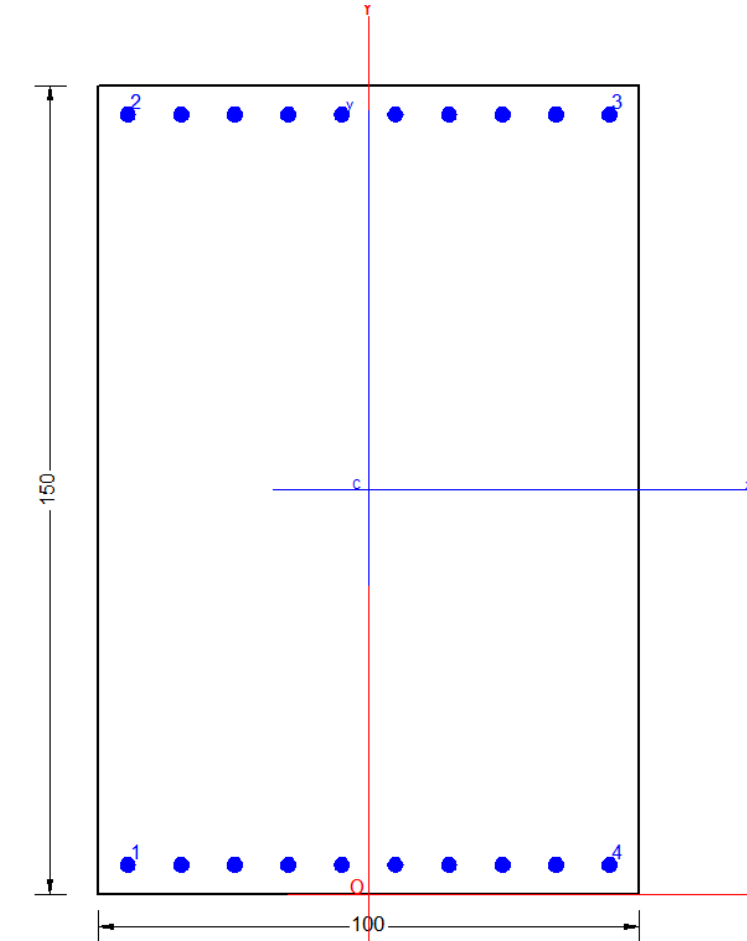
$$V_{Rd} = (0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / g_c + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{\min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$$V_{Rd} = 569.4 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{\min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 461.1 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 569.4 \text{ kN} \quad \text{valore di calcolo}$$

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

9.7 S4 Piedritto – piede



Carpenteria

b	h	Acls
mm	mm	m ²
1000	1500	1.50

Copriferro

lato	c [mm]
esterno	52
interno	52

Materiali

Barre acciaio		Calcestruzzo	
Tipo	B450C	Tipo	C32/40
f_{yk}	450.0 N/mm ²	f_{ck}	32.0 N/mm ²
γ_M	1.15 -	R_{ck}	40.0 N/mm ²
f_{yd}	391.3 N/mm ²	rar	
rara		$0.6 f_{ck}$	19.2 N/mm ²
$0.8 f_{yk}$	360.0 N/mm ²	qperm	
		$0.45 f_{ck}$	14.4 N/mm ²

Armature

Lato esterno				
n	ϕ	Aa	c'	Aa/Acls
-	mm	mm ²	mm	%
10	28	6160	66	
-	-	-	-	
Aa,tot =			6160	0.41

Lato interno				
n	ϕ	Aa	c'	Aa/Acls
-	mm	mm ²	mm	%
10	28	6160	66	
-	-	-	-	
Aa,tot =			6160	0.41

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	102 di 164

GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION

Section Name: Piedritto_piede.secEC

(File path: S:\Projects\18005_0549D07_Cesano Vigna di Valle\Work\07 Sottopasso\GA01_km_35+085\ModellTunnel\Excel\Piedritto_piede.secEC)

Section description:

Section type: Beam
Reference code: EC2/EC8 Italian Annex
Exposure Class: XC4 - Carbonation (cyclic wet and dry)
Stress path: Constant axial force force to achieve bending ULS
Reference of assigned forces: Principal axes y,y of inertia

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C32/40
	Design compressive strength fcd:	18.1 MPa
	Shear reduced compressive strenght v1*fcd:	9.1 MPa (6.9)EC2
	Coeff Crd,c:	0.1200 (§ 6.2.2(1) EC2
	Coeff K1:	0.1500 (§ 6.2.2(1) EC2
	Coeff v min:	0.0115 Mpa (§ 6.2.2(1) EC2
	Strain at max strength ec2:	0.0020
	Ultimate strain ecu:	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rectangle
	Mean Elastic Modulus Ecm:	33345.8 MPa
	Mean tensile strength fctm:	3.0 MPa
	Es/Ec in SLS combination:	15.00
	Stress limit in SLS Characteristic comb.:	19.2 kN/cm ²
	Stress limit in SLS Frequent comb.:	192.0 daN/cm ²
	Crack width limit in SLS Frequent comb.:	0.300 mm
	Stress limit in SLS Quasi-perm. comb.:	14.40 Mpa
	Crack width limit in SLS Quasi-perm. comb.:	0.200 mm
STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C
	Characteristic yield stress fyk:	450.00 MPa
	Tensile strength ftk:	540.0 MPa
	Design yield stress fyd:	391.3 MPa
	Design strength ftd:	391.3 MPa
	Design ultimate strain esu:	0.068
	Mean elastic modulus Es:	200000.0 MPa
SLS Charact. - Ss Limit:	360.00 MPa	

GEOMETRICAL DATA OF CONCRETE CROSS-SECTION

Shape of Region:	Polygonal	
Concrete Class:	C32/40	
Vertex N.:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	150.0
3	50.0	150.0
4	50.0	0.0

DATA ISOLATED LONGITUDINAL BARS

Bar N.	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.4	6.6	28
2	-43.4	143.4	28
3	43.4	143.4	28
4	43.4	6.6	28

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	103 di 164

DATA OF LINEAR GENERATIONS OF LONGITUDINAL BARS

N. Gen. Number of generated bars of the current linear generation
 N.Initial Bar Order number of initial bar (between the isolated bars just defined)
 N.Final Bar Order number of final bar (between the isolated bars just defined)
 N. Bars Number of bars generated equidistant in the current generation
 Ø Diameter [mm] of generated bars

Gen.N.	Initial Bar	Final Bar	N. Bars	Ø
1	1	4	8	28
2	2	3	8	28

ULTIMATE LIMIT STATE - ASSIGNED DESIGN FORCES FOR EACH COMBINATION

N d Design axial force [kN] applied at centroid of concrete section (+ if compressive)
 Mx d Design bending force [kNm] around x principal axis of inertia
 My d Design bending force [kNm] around y principal axis of inertia
 Vy d Design shear component [kN] parallel to y principal axis of inertia
 Vx d Design shear component [kN] parallel to x principal axis of inertia

Comb.N.	N d	Mx d	My d	Vy d	Vx d
1	1579.60	1325.40	0.00	45.90	0.00
2	890.80	757.90	0.00	-20.90	0.00
3	919.00	535.70	0.00	-29.00	0.00
4	1336.50	2072.40	0.00	-70.30	0.00
5	1360.50	-780.40	0.00	-156.60	0.00
6	1514.70	1540.20	0.00	65.40	0.00
7	818.00	855.90	0.00	-269.50	0.00
8	498.10	1989.50	0.00	-303.00	0.00
9	498.10	1989.50	0.00	-303.00	0.00
10	817.90	-855.90	0.00	269.50	0.00
11	541.90	1552.90	0.00	-305.40	0.00
12	774.10	-419.30	0.00	271.80	0.00

SERVICEABILITY LIMIT STATES - CHARACTERISTIC COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
 Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
 My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	1168.20	987.20	0.00
2	658.00	566.80	0.00
3	679.20	365.90	0.00
4	988.40	1569.00	0.00
5	988.40	1103.10	0.00
6	1120.40	1161.70	0.00

SERVICEABILITY LIMIT STATES - FREQUENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
 Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
 My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	104 di 164

Comb.N.	N	Mx	My
1	1168.20	812.80 (2548.01)	0.00 (0.00)
2	658.00	566.80 (2238.58)	0.00 (0.00)
3	675.60	122.60 (1648.71)	0.00 (0.00)
4	988.40	1569.00 (1815.10)	0.00 (0.00)
5	988.40	1103.10 (2005.19)	0.00 (0.00)
6	1122.80	1126.70 (2087.79)	0.00 (0.00)

SERVICEABILITY LIMIT STATES - QUASI-PERMANENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N	Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx	Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
My	Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	658.00	712.10 (2027.54)	0.00 (0.00)
2	658.10	421.50 (2716.59)	0.00 (0.00)
3	658.00	323.80 (3627.22)	0.00 (0.00)
4	658.00	809.80 (1941.40)	0.00 (0.00)
5	658.00	712.10 (2027.54)	0.00 (0.00)
6	658.00	421.50 (2716.25)	0.00 (0.00)

CHECKS RESULTS

Checks OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars:	5.2 cm
Min distance between longitudinal bars:	6.8 cm
Min edge cover of stirrups:	4.2 cm

ULTIMATE LIMIT STATES - N-MX-MY CAPACITY CHECKS

Check	Result of check
N	Design axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx	Design bending moment [kNm] around x axis principal of inerzia
My	Design bending moment [kNm] around y axis principal of inerzia
N ult	Axial force capacity [kN] (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis principal of inertia
My ult	Bending moment capacity [kNm] around y axis principal of inertia
S.F.	Safety Factor = vectorial ratio of (N ult, Mx ult, My ult) to (N, Mx, My). Check OK if ratio >=1.00
As Tension	Area [cm ²] of bars in tension (beam section). Min area for code is shown between brackets [eq.(9.1N) EC2]

Comb.N.	Check	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	S.F.	As Tension
1	OK	1579.60	1325.40	0.00	1579.70	4400.18	0.00	3.320	61.6(0.0)
2	OK	890.80	757.90	0.00	890.83	3938.50	0.00	5.197	61.6(0.0)
3	OK	919.00	535.70	0.00	919.10	3957.56	0.00	7.388	61.6(0.0)
4	OK	1336.50	2072.40	0.00	1336.28	4237.82	0.00	2.045	61.6(0.0)
5	OK	1360.50	-780.40	0.00	1360.42	-4253.98	0.00	5.451	61.6(0.0)
6	OK	1514.70	1540.20	0.00	1514.75	4356.97	0.00	2.829	61.6(0.0)
7	OK	818.00	855.90	0.00	817.75	3889.21	0.00	4.544	61.6(0.0)
8	OK	498.10	1989.50	0.00	498.09	3672.78	0.00	1.846	61.6(0.0)
9	OK	498.10	1989.50	0.00	498.09	3672.78	0.00	1.846	61.6(0.0)
10	OK	817.90	-855.90	0.00	817.75	-3889.21	0.00	4.544	61.6(0.0)
11	OK	541.90	1552.90	0.00	541.74	3702.38	0.00	2.384	61.6(0.0)
12	OK	774.10	-419.30	0.00	774.25	-3859.78	0.00	9.205	61.6(0.0)

ULTIMATE LIMIT STATE - BENDING AND AXIAL FORCE - STRAIN VALUES

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	105 di 164

ec max	Ultimate compressive strain in concrete
ec*	Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed)
Xc max	X-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
Yc max	Y-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive)
Xs max	X-coordinate [cm] of bar in wich is es max
Ys max	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es max
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive)
Xs min	X-coordinate [cm] of bar in wich is es min
Ys min	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es min

Comb.N.	ec max	ec*	Xc max	Yc max	es max	Xs max	Ys max	es min	Xs min	Ys min
1	0.00350	-0.01398	-50.0	150.0	0.00171	-43.4	143.4	-0.03550	-43.4	6.6
2	0.00350	-0.01714	-50.0	150.0	0.00138	-43.4	143.4	-0.04255	-43.4	6.6
3	0.00350	-0.01701	-50.0	150.0	0.00139	-43.4	143.4	-0.04225	-43.4	6.6
4	0.00350	-0.01505	-50.0	150.0	0.00160	-43.4	143.4	-0.03788	-43.4	6.6
5	0.00350	-0.01494	-50.0	0.0	0.00161	-43.4	6.6	-0.03763	-43.4	143.4
6	0.00350	-0.01426	-50.0	150.0	0.00168	-43.4	143.4	-0.03612	-43.4	6.6
7	0.00350	-0.01750	-50.0	150.0	0.00134	-43.4	143.4	-0.04334	-43.4	6.6
8	0.00350	-0.01914	-50.0	150.0	0.00118	-43.4	143.4	-0.04700	-43.4	6.6
9	0.00350	-0.01914	-50.0	150.0	0.00118	-43.4	143.4	-0.04700	-43.4	6.6
10	0.00350	-0.01750	-50.0	0.0	0.00134	-43.4	6.6	-0.04334	-43.4	143.4
11	0.00350	-0.01891	-50.0	150.0	0.00120	-43.4	143.4	-0.04649	-43.4	6.6
12	0.00350	-0.01772	-50.0	0.0	0.00132	-43.4	6.6	-0.04384	-43.4	143.4

ULTIMATE LIMIT STATE - POSITION OF NEUTRAL AXIS FOR EACH COMBINATION

a, b, c	Coeff. a, b, c in neutral axis equation: aX+bY+c=0 reference X,Y,O
x/d	Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section
D	Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [eq.(5.10)EC2]

Comb.N.	a	b	c	x/d	D
1	0.00000000	0.000271954	-0.037293032	0.090	0.700
2	0.00000000	0.000321136	-0.044670435	0.076	0.700
3	0.00000000	0.000319005	-0.044350805	0.077	0.700
4	0.00000000	0.000288540	-0.039780962	0.085	0.700
5	0.00000000	-0.000286812	0.003500000	0.085	0.700
6	0.00000000	0.000276273	-0.037940930	0.088	0.700
7	0.00000000	0.000326665	-0.045499745	0.075	0.700
8	0.00000000	0.000352149	-0.049322345	0.069	0.700
9	0.00000000	0.000352149	-0.049322345	0.069	0.700
10	0.00000000	-0.000326665	0.003500000	0.075	0.700
11	0.00000000	0.000348607	-0.048791069	0.070	0.700
12	0.00000000	-0.000330120	0.003500000	0.074	0.700

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Tension in concrete:	Not considered in any case
Check	Result of Check
Reg	Number of current concrete sub-region of the cross section
Sc max (Sc lim)	Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]. Code limit stress Sc lim is shown between brackets
Xc max, Yc max	X-coordinae, Y-coordinate [cm] of concrete vertex corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
Ss min (Ss lim)	Min stress (- if tensile) in steel bars [Mpa]. Code limit stress is shown between brackets
Xs min, Ys min	X-coordinae, Y-coordinate [cm] of bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
Ac eff	Effective tension area [cm ²] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)
As eff	Area of tension steel bars [cm ²] within Ac eff (for crack width control)
r eff	Geometrical ratio Ac eff/Ac eff [eq.(7.10) EC2]

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	106 di 164

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	3.25 (19.2)	-50.0	150.0	-47.2 (360.0)	-14.5	6.6	1650	61.6	0.037
2	1	OK	1.87 (19.2)	50.0	150.0	-27.8 (360.0)	4.8	6.6	1650	61.6	0.037
3	1	OK	1.24 (19.2)	-50.0	150.0	-8.0 (360.0)	-14.5	6.6	1650	61.6	0.037
4	1	OK	5.00 (19.2)	-50.0	150.0	-124.2 (360.0)	-14.5	6.6	1650	61.6	0.037
5	1	OK	3.59 (19.2)	50.0	150.0	-69.6 (360.0)	-24.1	6.6	1650	61.6	0.037
6	1	OK	3.79 (19.2)	50.0	150.0	-68.9 (360.0)	-33.8	6.6	1650	61.6	0.037

SLS CHARACTERISTIC - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Check	Section is assumed always cracked even if flexural tensile stress does not exceeds f_{ctm}
e1	Result of check
e2	Greater concrete tensile strain (tension is -) assessed in cracked section
k1	Lesser concrete tensile strain within the entire section (tension is -) assessed in cracked section
kt	= 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]
k2	= 0.6 for frequent and characteristic SLS; = 0.4 for q.perm SLS [see eq.(7.9) EC2]
k3	= 0.5 for bending; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ for eccentric tension [see eq.(7.13) EC2]
k4	= 3.400 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
Ø	= 0.425 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
e sm - e cm	Bar diameter [mm] or equivalent diameter of tensile bars in Ac eff [eq.(7.11)]
sr max	Difference between the mean strain of tensile steel and concrete [eq.(7.8)]
wk	Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = $0.6 S_{max} / E_s$
MX crack	Max final crack [mm] spacing
MY crack	Calculated value [mm] of crack width = $sr_{max} * (e_{sm} - e_{cm})$ [eq.(7.8)]. Limit value of wk is shown between brackets
	First cracking bending moment around X axis [kNm]
	First cracking bending moment around Y axis [kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00026	0	0.500	28.0	0.00014 (0.00014)	304	0.043	2260.88	0.00
2	OK	-0.00015	0	0.500	28.0	0.00008 (0.00008)	304	0.025	2238.58	0.00
3	OK	-0.00005	0	0.500	28.0	0.00002 (0.00002)	304	0.007	3223.55	0.00
4	OK	-0.00067	0	0.500	28.0	0.00037 (0.00037)	304	0.113	1815.10	0.00
5	OK	-0.00038	0	0.500	28.0	0.00021 (0.00021)	304	0.064	2005.19	0.00
6	OK	-0.00037	0	0.500	28.0	0.00021 (0.00021)	304	0.063	2060.69	0.00

SLS FREQUENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	2.70 (19.2)	-50.0	150.0	-29.6 (360.0)	-43.4	6.6	1650	61.6	0.037
2	1	OK	1.87 (19.2)	50.0	150.0	-27.8 (360.0)	4.8	6.6	1650	61.6	0.037
3	1	OK	0.65 (19.2)	-50.0	150.0	2.6 (360.0)	-24.1	---	1650	---	---
4	1	OK	5.00 (19.2)	-50.0	150.0	-124.2 (360.0)	-14.5	6.6	1650	61.6	0.037
5	1	OK	3.59 (19.2)	50.0	150.0	-69.6 (360.0)	-24.1	6.6	1650	61.6	0.037
6	1	OK	3.68 (19.2)	-50.0	150.0	-64.8 (360.0)	-33.8	6.6	1650	61.6	0.037

SLS FREQUENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00016	0	0.500	28.0	0.00009 (0.00009)	304	0.027 (0.30)	2548.01	0.00
2	OK	-0.00015	0	0.500	28.0	0.00008 (0.00008)	304	0.025 (0.30)	2238.58	0.00
3	OK	-0.00093	0	---	---	---	---	---	1648.71	0.00
4	OK	-0.00067	0	0.500	28.0	0.00037 (0.00037)	304	0.113 (0.30)	1815.10	0.00
5	OK	-0.00038	0	0.500	28.0	0.00021 (0.00021)	304	0.064 (0.30)	2005.19	0.00
6	OK	-0.00035	0	0.500	28.0	0.00019 (0.00019)	304	0.059 (0.30)	2087.79	0.00

SLS QUASI-PERMANENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
-------	-----	-------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	-------

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	107 di 164

1	1	OK	2.32 (14.4)	50.0	150.0	-43.8 (360.0)	-24.1	6.6	1650	61.6	0.037
2	1	OK	1.41 (14.4)	-50.0	150.0	-13.3 (360.0)	-14.5	6.6	1650	61.6	0.037
3	1	OK	1.11 (14.4)	50.0	150.0	-5.6 (360.0)	-24.1	6.6	1450	61.6	0.042
4	1	OK	2.62 (14.4)	50.0	150.0	-55.1 (360.0)	4.8	6.6	1650	61.6	0.037
5	1	OK	2.32 (14.4)	50.0	150.0	-43.8 (360.0)	-24.1	6.6	1650	61.6	0.037
6	1	OK	1.41 (14.4)	-50.0	150.0	-13.3 (360.0)	33.8	6.6	1650	61.6	0.037

SLS QUASI-PERMANENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00024	0	0.500	28.0	0.00013 (0.00013)	304	0.040 (0.20)	2027.54	0.00
2	OK	-0.00007	0	0.500	28.0	0.00004 (0.00004)	304	0.012 (0.20)	2716.59	0.00
3	OK	-0.00003	0	0.500	28.0	0.00002 (0.00002)	289	0.005 (0.20)	3627.22	0.00
4	OK	-0.00030	0	0.500	28.0	0.00017 (0.00017)	304	0.050 (0.20)	1941.40	0.00
5	OK	-0.00024	0	0.500	28.0	0.00013 (0.00013)	304	0.040 (0.20)	2027.54	0.00
6	OK	-0.00007	0	0.500	28.0	0.00004 (0.00004)	304	0.012 (0.20)	2716.25	0.00

SLS - CHECK OF MINIMUM REINFORCEMENT AREA FOR CRACK CONTROL (§ 7.3.2 EC2)

Comb.N.	Order numbers assigned to SLS combination
Comb.Type	Frequent or Quasi-Permanent combination
Region	Number and type (web or flange) of sub-regions (as parts of the concrete cross-section)
k	Coeff. wich allows for the effects of non-uniform self-equilibrating stresse [eq.(7.1) EC2]
kc	Coeff. wich takes account of the stress distribution prior to cracking [eq.(7.2)-(7.3) EC2]
Act	Area of concrete (for each sub-region) within tension zone just before formation of first crack [eq.(7.1) EC2]
Ned	Axial force [kN] (+ if compressive) acting within each sub-region just before of first crack
Sc	= Ned/Act = mean stress [Mpa] within each concrete sub-region [eq.(7.1) EC2]
k1	Coeff. considering the effects of axial force on the stress distribution (rectangular section or web sub-region)
Fcr	Absolute value of the tensile force [kN] within the flange just prior to cracking
As reg	Area [cm ²] of longitudinal bars within the tension area of each sub-region
As,min	Minimum Area [cm ²] of longitudinal bars to be placed within the tension area of each sub-region

Comb.N.	Comb.Type	Region	k	kc	Act	Ned	Sc	k1	Fcr	As reg	As,min
1	Frequent	1 (Web)	0.65	0.36	4350	1040.11	6.93	1.50	---	61.6	8.5
2	Frequent	1 (Web)	0.65	0.38	4950	585.85	3.91	1.50	---	61.6	10.2
3	Frequent	1 (Web)			0	601.52	0.00	1.50	---	0.0	0.0
4	Frequent	1 (Web)	0.65	0.37	6150	880.02	5.87	1.50	---	61.6	12.3
5	Frequent	1 (Web)	0.65	0.37	5550	880.02	5.87	1.50	---	61.6	11.1
6	Frequent	1 (Web)	0.65	0.36	5350	999.69	6.66	1.50	---	61.6	10.5
1	Quasi-perm.	1 (Web)	0.65	0.38	5500	585.85	3.91	1.50	---	61.6	11.3
2	Quasi-perm.	1 (Web)	0.65	0.38	4100	585.94	3.91	1.50	---	61.6	8.4
3	Quasi-perm.	1 (Web)	0.65	0.38	3050	585.85	3.91	1.50	---	61.6	6.3
4	Quasi-perm.	1 (Web)	0.65	0.38	5750	585.85	3.91	1.50	---	61.6	11.8
5	Quasi-perm.	1 (Web)	0.65	0.38	5500	585.85	3.91	1.50	---	61.6	11.3
6	Quasi-perm.	1 (Web)	0.65	0.38	4100	585.85	3.91	1.50	---	61.6	8.4

Verifica a taglio

La verifica a taglio è stata condotta considerando una sezione senza uncini.

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A. SECONDO D.M. 17/01/2018 § 4.1.2.3.5

• Caratteristiche della sezione

$b_w = 1000$	mm larghezza	$f_{yk} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 1500$	mm altezza	$\gamma_s = 1.15$		coeff. sicurezza
$c = 50$	mm copriferro	$f_{yd} = 391.3$	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 32$	MPa resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:		
$\gamma_c = 1.50$	coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 10$	$\emptyset 28$	$= 61.58 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0$	$\emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 1450$	mm altezza utile	$A_{sl,3} = 0$	$\emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 18.13$	MPa resist. di calcolo			61.58 cm^2

• Sollecitazioni (compressione<0, trazione>0, taglio in valore assoluto)

$$N_{ed} = 0.0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 152.9 \text{ kN}$$

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1.371 < 2$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{\min} = 0.318$$

$$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02 \quad \rho_1 = 0.004 < 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd}$$

$$V_{Rd} = (0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{\min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$$V_{Rd} = 569.4 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{\min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 461.1 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 569.4 \text{ kN} \quad \text{valore di calcolo}$$

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	109 di 164

9.8 S4 Piedritto – piede - Urto

Verifica a flessione

NOME SEZIONE: S4

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di Trave
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	27.20	MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33346.0	MPa
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	450.00	MPa
	Modulo Elastico Ef:	200000.0	MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	150.0	cm
Barre inferiori:	10Ø28	(61.6 cm ²)
Barre superiori:	10Ø28	(61.6 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	6.6	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	6.6	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	6.6	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	1663.00	0.00	0.00

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
 Vy Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale
 MT Momento torcente [kN m]

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.2 cm

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	110 di 164

Interfero netto minimo barre longitudinali: 6.8 cm

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

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd	Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd,Mx rd) e (N,Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
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 in travi continue [formula (4.1.1)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	
1	S	0.00	1663.00	-0.12	3847.90	2.314	141.6	0.06	0.70	61.6 (25.0)

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	111 di 164

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A. SECONDO D.M. 17/01/2018 § 4.1.2.3.5

• **Caratteristiche della sezione**

$b_w = 1000$	mm	larghezza	$f_{yk} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 1500$	mm	altezza	$\gamma_s = 1.15$		coeff. sicurezza
$c = 50$	mm	copriferro	$f_{yd} = 391.3$	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 32$	MPa	resist. caratteristica	Armadura longitudinale tesa:		
$\gamma_c = 1.50$		coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 10$	Ø	28 = 61.58 cm ²
$\alpha_{cc} = 0.85$		coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0$	Ø	0 = 0.00 cm ²
$d = 1450$	mm	altezza utile	$A_{sl,3} = 0$	Ø	0 = 0.00 cm ²
$f_{cd} = 18.13$	MPa	resist. di calcolo			61.58 cm ²

• **Sollecitazioni** (compressione<0, trazione>0, taglio in valore assoluto)

$N_{ed} = 0.0$ kN $V_{ed} = 756.0$ kN

• **Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2$ $k = 1.371 < 2$
 $v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ $v_{min} = 0.318$
 $\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02$ $\rho_1 = 0.004 < 0.02$
 $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd}$ $\sigma_{cp} = 0.00$ MPa < 0.2 fcd

$V_{Rd} = (0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / g_c + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$

$V_{Rd} = 569.4$ kN; (con $(v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 461.1$ kN)

$V_{Rd} = 569.4$ kN valore di calcolo

la sezione NON è verificata in assenza di armature per il taglio

• **Elementi con armature trasversali resistenti a taglio**

$\theta = 45.0$ ° inclinaz. bielle cls angolo ammissibile
 $\alpha = 90.0$ ° inclinaz. Uncini

Armadura a taglio :

$A_{sw}/s = \emptyset 12$ mm con n° bracci (trasv) 4 passo 25 cm = 0.181 cm²/cm

$V_{Rsd} = 0.90 \times d \times (A_{sw}/s) \times f_{yd} \times (\cotg \alpha + \cotg \theta) \times \sin \alpha$ $V_{Rsd} = 924.1$ kN

$f_{cd} = 9.07$ MPa resist. di calcolo ridotta

$\alpha_c = 1.000$ coeff. maggiorativo

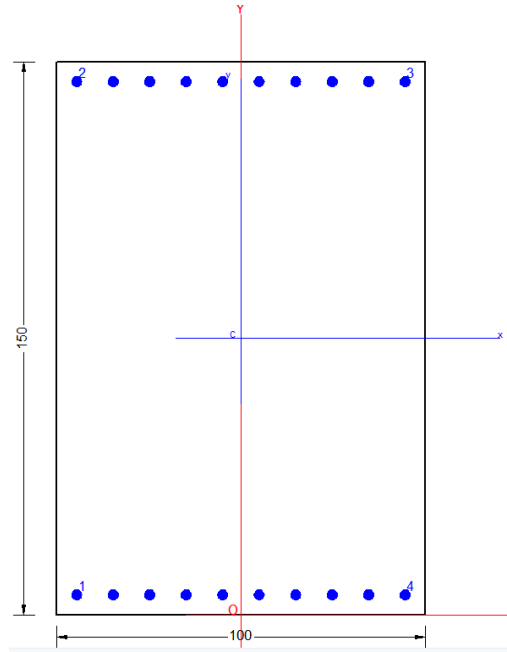
$V_{Rcd} = 0.90 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + \cotg^2 \alpha)$ $V_{Rcd} = 5916.3$ kN

$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd})$ $V_{Rd} = 924.1 > 756.0$ kN c.s. = 1.2

la sezione armata a taglio risulta verificata.

Da intradosso soletta di fondazione, per un'altezza di 5.00m si dispongono staffe $\phi 12/250 \times 250$.

9.9 S5 Piedritto – mezzeria



Carpenteria

b	h	Acls
mm	mm	m ²
1000	1500	1.50

Copriferro

lato	c [mm]
esterno	52
interno	52

Materiali

Barre acciaio		Calcestruzzo	
Tipo	B450C	Tipo	C32/40
f_{yk}	450.0 N/mm ²	f_{ck}	32.0 N/mm ²
γ_M	1.15 -	R_{ck}	40.0 N/mm ²
f_{yd}	391.3 N/mm ²	rara	
rara		$0.6 f_{ck}$	19.2 N/mm ²
$0.8f_{yk}$	360.0 N/mm ²	qperm	
		$0.45 f_{ck}$	14.4 N/mm ²

Armature

Lato esterno				
n	ϕ	Aa	c'	Aa/Acls
-	mm	mm ²	mm	%
10	28	6160	66	
-	-	-	-	
Aa,tot =			6160	0.41

Lato interno				
n	ϕ	Aa	c'	Aa/Acls
-	mm	mm ²	mm	%
10	28	6160	66	
-	-	-	-	
Aa,tot =			6160	0.41

GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION

Section Name: Piedritto_mezz.secEC

(File path: S:\Projects\18005_0549D07_Cesano Vigna di Valle\Work\07 Sottopasso\GA01_km_35+085\ModellTunnel\Excel\Piedritto_mezz.secEC)

Section description:

Section type:

Reference code:

Exposure Class:

Stress path:

Reference of assigned forces:

Beam

EC2/EC8 Italian Annex

XC4 - Carbonation (cyclic wet and dry)

Constant axial force force to achieve bending ULS

Principal axes y,y of inertia

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	113 di 164

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C32/40
	Design compressive strength fcd:	18.1 MPa
	Shear reduced compressive strenght v1*fcd:	9.1 MPa (6.9)EC2
	Coeff Crd,c:	0.1200 (§ 6.2.2(1) EC2
	Coeff K1:	0.1500 (§ 6.2.2(1) EC2
	Coeff v min:	0.0115 Mpa (§ 6.2.2(1) EC2
	Strain at max strength ec2:	0.0020
	Ultimate strain ecu:	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rettangle
	Mean Elastic Modulus Ecm:	33345.8 MPa
	Mean tensile strength fctm:	3.0 MPa
	Es/Ec in SLS combination:	15.00
	Stress limit in SLS Characteristic comb.:	19.2 kN/cm ²
	Stress limit in SLS Frequent comb.:	192.0 daN/cm ²
	Crack width limit in SLS Frequent comb.:	0.300 mm
	Stress limit in SLS Quasi-perm. comb.:	14.40 Mpa
Crack width limit in SLS Quasi-perm. comb.:	0.200 mm	
STEEL -	Longitudinal Bars:	B450C
	Characteristic yield stress fyk:	450.00 MPa
	Tensile strength ftk:	540.0 MPa
	Design yield stress fyd:	391.3 MPa
	Design strength ftd:	391.3 MPa
	Design ultimate strain esu:	0.068
	Mean elastic modulus Es:	200000.0 MPa
	Stirrups:	B500A
	Characteristic yield stress fyk:	500.00 MPa
	Tensile strength ftk:	540.0 MPa
	Design yield stress fyd:	434.8 MPa
	Design strength ftd:	434.8 MPa
	Mean elastic modulus Es:	200000.0 MPa
SLS Charact. - Ss Limit:	360.00 MPa	

GEOMETRICAL DATA OF CONCRETE CROSS-SECTION

Shape of Region: Polygonal
Concrete Class: C32/40

Vertex N.:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	150.0
3	50.0	150.0
4	50.0	0.0

DATA ISOLATED LONGITUDINAL BARS

Bar N.	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.4	6.6	28
2	-43.4	143.4	28
3	43.4	143.4	28
4	43.4	6.6	28

DATA OF LINEAR GENERATIONS OF LONGITUDINAL BARS

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	114 di 164

N. Gen. Number of generated bars of the current linear generation
 N.Initial Bar Order number of initial bar (between the isolated bars just defined)
 N.Final Bar Order number of final bar (between the isolated bars just defined)
 N. Bars Number of bars generated equidistant in the current generation
 Ø Diameter [mm] of generated bars

Gen.N.	Initial Bar	Final Bar	N. Bars	Ø
1	1	4	8	28
2	2	3	8	28

ULTIMATE LIMIT STATE - ASSIGNED DESIGN FORCES FOR EACH COMBINATION

N d Design axial force [kN] applied at centroid of concrete section (+ if compressive)
 Mx d Design bending force [kNm] around x principal axis of inertia
 My d Design bending force [kNm] around y principal axis of inertia
 Vy d Design shear component [kN] parallel to y principal axis of inertia
 Vx d Design shear component [kN] parallel to x principal axis of inertia

Comb.N.	N d	Mx d	My d	Vy d	Vx d
1	1318.90	1561.90	0.00	45.90	0.00
2	630.20	650.10	0.00	-20.90	0.00
3	658.40	396.10	0.00	-25.20	0.00
4	1097.60	1920.70	0.00	28.30	0.00
5	1099.90	1582.20	0.00	-154.80	0.00
6	1254.10	1886.50	0.00	69.10	0.00
7	618.50	314.70	0.00	185.10	0.00
8	311.50	646.30	0.00	-218.60	0.00
9	372.00	154.80	0.00	-74.40	0.00
10	558.00	806.20	0.00	40.90	0.00
11	342.40	197.60	0.00	-220.90	0.00
12	587.50	763.30	0.00	187.40	0.00

SERVICEABILITY LIMIT STATES - CHARACTERISTIC COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
 Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
 My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	975.10	1155.90	0.00
2	465.00	480.50	0.00
3	486.10	259.80	0.00
4	811.40	1475.80	0.00
5	812.20	1200.60	0.00
6	927.40	1426.20	0.00

SERVICEABILITY LIMIT STATES - FREQUENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
 Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
 My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	975.10	1155.90 (1964.64)	0.00 (0.00)

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	115 di 164

2	975.10	1155.90 (1964.64)	0.00 (0.00)
3	482.60	46.90 (1648.71)	0.00 (0.00)
4	813.80	1475.70 (1765.72)	0.00 (0.00)
5	812.20	1200.60 (1845.70)	0.00 (0.00)
6	929.70	1426.10 (1829.41)	0.00 (0.00)

SERVICEABILITY LIMIT STATES - QUASI-PERMANENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N	Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx	Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
My	Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	465.00	724.20 (1822.98)	0.00 (0.00)
2	465.00	724.20 (1822.98)	0.00 (0.00)
3	465.00	236.80 (3458.69)	0.00 (0.00)
4	465.00	724.20 (1822.98)	0.00 (0.00)
5	465.00	236.80 (3458.69)	0.00 (0.00)
6	465.00	704.40 (1834.83)	0.00 (0.00)

CHECKS RESULTS

Checks OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars:	5.2 cm
Min distance between longitudinal bars:	6.8 cm
Min edge cover of stirrups:	4.4 cm

ULTIMATE LIMIT STATES - N-MX-MY CAPACITY CHECKS

Check	Result of check
N	Design axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx	Design bending moment [kNm] around x axis principal of inerzia
My	Design bending moment [kNm] around y axis principal of inerzia
N ult	Axial force capacity [kN] (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis principal of inertia
My ult	Bending moment capacity [kNm] around y axis principal of inertia
S.F.	Safety Factor = vectorial ratio of (N ult,Mx ult,My ult) to (N,Mx,My). Check OK if ratio >=1.00
As Tension	Area [cm ²] of bars in tension (beam section). Min area for code is shown between brackets [eq.(9.1N) EC2]

Comb.N.	Check	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	S.F.	As Tension
1	OK	1318.90	1561.90	0.00	1318.90	4226.18	0.00	2.706	61.6(0.0)
2	OK	630.20	650.10	0.00	630.21	3762.38	0.00	5.787	61.6(0.0)
3	OK	658.40	396.10	0.00	658.60	3781.58	0.00	9.547	61.6(0.0)
4	OK	1097.60	1920.70	0.00	1097.63	4077.76	0.00	2.123	61.6(0.0)
5	OK	1099.90	1582.20	0.00	1099.60	4079.09	0.00	2.578	61.6(0.0)
6	OK	1254.10	1886.50	0.00	1253.97	4182.70	0.00	2.217	61.6(0.0)
7	OK	618.50	314.70	0.00	618.27	3754.29	0.00	11.930	61.6(0.0)
8	OK	311.50	646.30	0.00	311.51	3546.07	0.00	5.487	61.6(0.0)
9	OK	372.00	154.80	0.00	371.80	3587.06	0.00	23.172	61.6(0.0)
10	OK	558.00	806.20	0.00	557.98	3713.39	0.00	4.606	61.6(0.0)
11	OK	342.40	197.60	0.00	342.58	3567.20	0.00	18.053	61.6(0.0)
12	OK	587.50	763.30	0.00	587.51	3733.42	0.00	4.891	61.6(0.0)

ULTIMATE LIMIT STATE - BENDING AND AXIAL FORCE - STRAIN VALUES

ec max	Ultimate compressive strain in concrete
ec*	Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed)
Xc max	X-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	116 di 164

Yc max	Y-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive)
Xs max	X-coordinate [cm] of bar in wich is es max
Ys max	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es max
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive)
Xs min	X-coordinate [cm] of bar in wich is es min
Ys min	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es min

Comb.N.	ec max	ec*	Xc max	Yc max	es max	Xs max	Ys max	es min	Xs min	Ys min
1	0.00350	-0.01513	-50.0	150.0	0.00159	-43.4	143.4	-0.03805	-43.4	6.6
2	0.00350	-0.01844	-50.0	150.0	0.00125	-43.4	143.4	-0.04545	-43.4	6.6
3	0.00350	-0.01830	-50.0	150.0	0.00126	-43.4	143.4	-0.04514	-43.4	6.6
4	0.00350	-0.01615	-50.0	150.0	0.00148	-43.4	143.4	-0.04033	-43.4	6.6
5	0.00350	-0.01614	-50.0	150.0	0.00148	-43.4	143.4	-0.04031	-43.4	6.6
6	0.00350	-0.01542	-50.0	150.0	0.00156	-43.4	143.4	-0.03871	-43.4	6.6
7	0.00350	-0.01851	-50.0	150.0	0.00124	-43.4	143.4	-0.04559	-43.4	6.6
8	0.00350	-0.02013	-50.0	150.0	0.00107	-43.4	143.4	-0.04921	-43.4	6.6
9	0.00350	-0.01980	-50.0	150.0	0.00111	-43.4	143.4	-0.04848	-43.4	6.6
10	0.00350	-0.01883	-50.0	150.0	0.00121	-43.4	143.4	-0.04630	-43.4	6.6
11	0.00350	-0.01996	-50.0	150.0	0.00109	-43.4	143.4	-0.04884	-43.4	6.6
12	0.00350	-0.01867	-50.0	150.0	0.00122	-43.4	143.4	-0.04595	-43.4	6.6

ULTIMATE LIMIT STATE - POSITION OF NEUTRAL AXIS FOR EACH COMBINATION

a, b, c	Coeff. a, b, c in neutral axis equation: $aX+bY+c=0$ reference X,Y,O
x/d	Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section
D	Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [eq.(5.10)EC2]

Comb.N.	a	b	c	x/d	D
1	0.000000000	0.000289778	-0.039966693	0.084	0.700
2	0.000000000	0.000341351	-0.047702599	0.072	0.700
3	0.000000000	0.000339162	-0.047374331	0.072	0.700
4	0.000000000	0.000305673	-0.042350959	0.080	0.700
5	0.000000000	0.000305529	-0.042329362	0.080	0.700
6	0.000000000	0.000294356	-0.040653465	0.083	0.700
7	0.000000000	0.000342330	-0.047849456	0.071	0.700
8	0.000000000	0.000367583	-0.051637502	0.066	0.700
9	0.000000000	0.000362487	-0.050872982	0.067	0.700
10	0.000000000	0.000347283	-0.048592380	0.070	0.700
11	0.000000000	0.000364963	-0.051244444	0.067	0.700
12	0.000000000	0.000344864	-0.048229557	0.071	0.700

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Tension in concrete:	Not considered in any case
Check	Result of Check
Reg	Number of current concrete sub-region of the cross section
Sc max (Sc lim)	Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]. Code limit stress Sc lim is shown between brackets
Xc max, Yc max	X-coordinate [cm] of concrete vertex corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
Ss min (Ss lim)	Min stress (- if tensile) in steel bars [Mpa], Code limit stress is shown between brackets
Xs min, Ys min	X-coordinate, Y-coordinate [cm] of bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
Ac eff	Effective tension area [cm ²] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)
As eff	Area of tension steel bars [cm ²] within Ac eff (for crack width control)
r eff	Geometrical ratio Ac eff/Ac [eq.(7.10) EC2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	3.75 (19.2)	-50.0	150.0	-76.5 (360.0)	-4.8	6.6	1650	61.6	0.037
2	1	OK	1.57 (19.2)	50.0	150.0	-28.4 (360.0)	4.8	6.6	1650	61.6	0.037
3	1	OK	0.88 (19.2)	-50.0	150.0	-5.6 (360.0)	-33.8	6.6	1650	61.6	0.037

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	117 di 164

4	1	OK	4.66 (19.2)	-50.0	150.0	-124.4 (360.0)	-4.8	6.6	1650	61.6	0.037
5	1	OK	3.84 (19.2)	-50.0	150.0	-91.6 (360.0)	-4.8	6.6	1650	61.6	0.037
6	1	OK	4.55 (19.2)	-50.0	150.0	-111.1 (360.0)	14.5	6.6	1650	61.6	0.037

SLS CHARACTERISTIC - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Check	Section is assumed always cracked even if flexural tensile stress does not exceeds f_{ctm}
e1	Result of check
e2	Greater concrete tensile strain (tension is -) assessed in cracked section
k1	Lesser concrete tensile strain within the entire section (tension is -) assessed in cracked section
kt	= 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]
k2	= 0.6 for frequent and characteristic SLS; = 0.4 for q.perm SLS [see eq.(7.9) EC2]
k3	= 0.5 for bending; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ for eccentric tension [see eq.(7.13) EC2]
k4	= 3.400 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
Ø	= 0.425 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
e sm - e cm	Bar diameter [mm] or equivalent diameter of tensile bars in Ac eff [eq.(7.11)]
sr max	Difference between the mean strain of tensile steel and concrete [eq.(7.8)]
wk	Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = $0.6 S_{max} / E_s$
MX crack	Max final crack [mm] spacing
MY crack	Calculated value [mm] of crack width = $sr \max * (e \text{ sm} - e \text{ cm})$ [eq.(7.8)]. Limit value of wk is shown between brackets
	First cracking bending moment around X axis[kNm]
	First cracking bending moment around Y axis[kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00041	0	0.500	28.0	0.00023 (0.00023)	304	0.070	1964.64	0.00
2	OK	-0.00015	0	0.500	28.0	0.00009 (0.00009)	304	0.026	2063.44	0.00
3	OK	-0.00003	0	0.500	28.0	0.00002 (0.00002)	304	0.005	3254.05	0.00
4	OK	-0.00067	0	0.500	28.0	0.00037 (0.00037)	304	0.114	1764.70	0.00
5	OK	-0.00049	0	0.500	28.0	0.00027 (0.00027)	304	0.084	1845.70	0.00
6	OK	-0.00060	0	0.500	28.0	0.00033 (0.00033)	304	0.101	1828.32	0.00

SLS FREQUENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	3.75 (19.2)	-50.0	150.0	-76.5 (360.0)	-4.8	6.6	1650	61.6	0.037
2	1	OK	3.75 (19.2)	-50.0	150.0	-76.5 (360.0)	-4.8	6.6	1650	61.6	0.037
3	1	OK	0.38 (19.2)	-50.0	150.0	3.0 (360.0)	-33.8	----	1650	----	----
4	1	OK	4.66 (19.2)	50.0	150.0	-124.3 (360.0)	-14.5	6.6	1650	61.6	0.037
5	1	OK	3.84 (19.2)	-50.0	150.0	-91.6 (360.0)	-4.8	6.6	1650	61.6	0.037
6	1	OK	4.55 (19.2)	50.0	150.0	-110.9 (360.0)	-24.1	6.6	1650	61.6	0.037

SLS FREQUENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00041	0	0.500	28.0	0.00023 (0.00023)	304	0.070 (0.30)	1964.64	0.00
2	OK	-0.00041	0	0.500	28.0	0.00023 (0.00023)	304	0.070 (0.30)	1964.64	0.00
3	OK	-0.00093	0	----	----	----	----	----	1648.71	0.00
4	OK	-0.00067	0	0.500	28.0	0.00037 (0.00037)	304	0.113 (0.30)	1765.72	0.00
5	OK	-0.00049	0	0.500	28.0	0.00027 (0.00027)	304	0.084 (0.30)	1845.70	0.00
6	OK	-0.00060	0	0.500	28.0	0.00033 (0.00033)	304	0.101 (0.30)	1829.41	0.00

SLS QUASI-PERMANENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	2.31 (14.4)	50.0	150.0	-56.8 (360.0)	14.5	6.6	1650	61.6	0.037
2	1	OK	2.31 (14.4)	50.0	150.0	-56.8 (360.0)	14.5	6.6	1650	61.6	0.037
3	1	OK	0.81 (14.4)	-50.0	150.0	-4.5 (360.0)	-43.4	6.6	1500	61.6	0.041
4	1	OK	2.31 (14.4)	50.0	150.0	-56.8 (360.0)	14.5	6.6	1650	61.6	0.037

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	118 di 164

5	1	OK	0.81 (14.4)	-50.0	150.0	-4.5 (360.0)	-43.4	6.6	1500	61.6	0.041
6	1	OK	2.25 (14.4)	-50.0	150.0	-54.4 (360.0)	-14.5	6.6	1650	61.6	0.037

SLS QUASI-PERMANENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00030	0	0.500	28.0	0.00017 (0.00017)	304	0.052 (0.20)	1822.98	0.00
2	OK	-0.00030	0	0.500	28.0	0.00017 (0.00017)	304	0.052 (0.20)	1822.98	0.00
3	OK	-0.00003	0	0.500	28.0	0.00001 (0.00001)	293	0.004 (0.20)	3458.69	0.00
4	OK	-0.00030	0	0.500	28.0	0.00017 (0.00017)	304	0.052 (0.20)	1822.98	0.00
5	OK	-0.00003	0	0.500	28.0	0.00001 (0.00001)	293	0.004 (0.20)	3458.69	0.00
6	OK	-0.00029	0	0.500	28.0	0.00016 (0.00016)	304	0.050 (0.20)	1834.83	0.00

SLS - CHECK OF MINIMUM REINFORCEMENT AREA FOR CRACK CONTROL (§ 7.3.2 EC2)

Comb.N.	Order numbers assigned to SLS combination
Comb.Type	Frequent or Quasi-Permanent combination
Region	Number and type (web or flange) of sub-regions (as parts of the concrete cross-section)
k	Coeff. wich allows for the effects of non-uniform self-equilibrating stresses [eq.(7.1) EC2]
kc	Coeff. wich takes account of the stress distribution prior to cracking [eq.(7.2)-(7.3) EC2]
Act	Area of concrete (for each sub-region) within tension zone just before formation of first crack [eq.(7.1) EC2]
Ned	Axial force [kN] (+ if compressive) acting within each sub-region just before of first crack
Sc	= Ned/Act = mean stress [Mpa] within each concrete sub-region [eq.(7.1) EC2]
k1	Coeff. considering the effects of axial force on the stress distribution (rectangular section or web sub-region)
Fcr	Absolute value of the tensile force [kN] within the flange just prior to cracking
As reg	Area [cm ²] of longitudinal bars within the tension area of each sub-region
As,min	Minimum Area [cm ²] of longitudinal bars to be placed within the tension area of each sub-region

Comb.N.	Comb.Type	Region	k	kc	Act	Ned	Sc	k1	Fcr	As reg	As,min
1	Frequent	1 (Web)	0.65	0.37	5650	868.18	5.79	1.50	---	61.6	11.3
2	Frequent	1 (Web)	0.65	0.37	5650	868.18	5.79	1.50	---	61.6	11.3
3	Frequent	1 (Web)			0	429.68	0.00	1.50	---	0.0	0.0
4	Frequent	1 (Web)	0.65	0.37	6300	724.57	4.83	1.50	---	61.6	12.8
5	Frequent	1 (Web)	0.65	0.37	6000	723.14	4.82	1.50	---	61.6	12.2
6	Frequent	1 (Web)	0.65	0.37	6100	827.76	5.52	1.50	---	61.6	12.2
1	Quasi-perm.	1 (Web)	0.65	0.38	6100	414.01	2.76	1.50	---	61.6	12.8
2	Quasi-perm.	1 (Web)	0.65	0.38	6100	414.01	2.76	1.50	---	61.6	12.8
3	Quasi-perm.	1 (Web)	0.65	0.38	3200	414.01	2.76	1.50	---	61.6	6.7
4	Quasi-perm.	1 (Web)	0.65	0.38	6100	414.01	2.76	1.50	---	61.6	12.8
5	Quasi-perm.	1 (Web)	0.65	0.38	3200	414.01	2.76	1.50	---	61.6	6.7
6	Quasi-perm.	1 (Web)	0.65	0.38	6050	414.01	2.76	1.50	---	61.6	12.7

Verifica a taglio

La verifica a taglio è stata condotta considerando una sezione senza uncini.

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A. SECONDO D.M. 17/01/2018 § 4.1.2.3.5

• Caratteristiche della sezione

$b_w = 1000$	mm larghezza	$f_{yk} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 1500$	mm altezza	$\gamma_s = 1.15$		coeff. sicurezza
$c = 50$	mm copriferro	$f_{yd} = 391.3$	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 32$	MPa resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:		
$\gamma_c = 1.50$	coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 10$	$\emptyset 28$	$= 61.58 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0$	$\emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 1450$	mm altezza utile	$A_{sl,3} = 0$	$\emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 18.13$	MPa resist. di calcolo			61.58 cm^2

• Sollecitazioni (compressione<0, trazione>0, taglio in valore assoluto)

$$N_{ed} = 0.0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 220.9 \text{ kN}$$

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1.371 < 2$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{\min} = 0.318$$

$$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02 \quad \rho_1 = 0.004 < 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd}$$

$$V_{Rd} = (0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{\min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$$V_{Rd} = 569.4 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{\min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 461.1 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 569.4 \text{ kN} \quad \text{valore di calcolo}$$

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	120 di 164

9.10 S5 Piedritto – mezzeria – Urto

NOME SEZIONE: S5

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di Trave
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resistenza compress. di progetto fcd:	27.20 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale Ec:	33346.0 MPa	

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	450.00 MPa
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	150.0	cm
Barre inferiori:	10Ø28	(61.6 cm ²)
Barre superiori:	10Ø28	(61.6 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	6.6	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	6.6	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	6.6	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Vy	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale
MT	Momento torcente [kN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	2310.00	0.00	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.2	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	6.8	cm

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

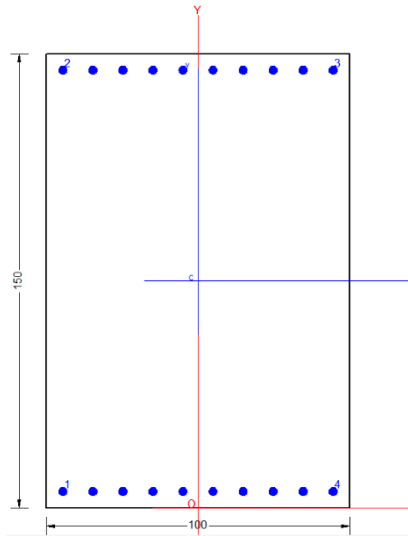
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	121 di 164

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

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd	Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
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 in travi continue [formula (4.1.1)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	
1	S	0.00	2310.00	-0.12	3847.90	1.666	141.6	0.06	0.70	61.6 (25.0)

9.11 S6 Soletta di fondazione – appoggio



Carpenteria

b	h	Acls
mm	mm	m ²
1000	1500	1.50

Copriferro

lato	c [mm]
esterno	52
interno	52

Materiali

Barre acciaio		Calcestruzzo	
Tipo	B450C	Tipo	C32/40
f_{yk}	450.0 N/mm ²	f_{ck}	32.0 N/mm ²
γ_M	1.15 -	R_{ck}	40.0 N/mm ²
f_{yd}	391.3 N/mm ²	rar	
rara		0.6 f_{ck}	19.2 N/mm ²
0.8 f_{yk}	360.0 N/mm ²	qperm	
		0.45 f_{ck}	14.4 N/mm ²

Armature

Lato esterno				
n	ϕ	Aa	c'	Aa/Acls
-	mm	mm ²	mm	%
10	28	6160	66	
-	-	-	-	
Aa,tot =			6160	0.41

Lato interno				
n	ϕ	Aa	c'	Aa/Acls
-	mm	mm ²	mm	%
10	28	6160	66	
-	-	-	-	
Aa,tot =			6160	0.41

GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION

Section Name: Fondazione_app.secEC

(File path: S:\Projects\18005_0549D07_Cesano Vigna di Valle\Work\07 Sottopasso\GA01_km_35+085\Modell\Tunnell\Excel\Fondazione_app.secEC)

Section description:

Section type:

Reference code:

Exposure Class:

Stress path:

Reference of assigned forces:

Beam

EC2/EC8 Italian Annex

XC4 - Carbonation (cyclic wet and dry)

Constant axial force force to achieve bending ULS

Principal axes y,y of inertia

MATERIALS DATA

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	123 di 164

CONCRETE -	Class:	C32/40	
	Design compressive strength fcd:	18.1	MPa
	Shear reduced compressive strenght v1*fcd:	9.1	MPa (6.9)EC2
	Coeff Crd,c:	0.1200	(§ 6.2.2(1) EC2
	Coeff K1:	0.1500	(§ 6.2.2(1) EC2
	Coeff v min:	0.0115	Mpa(§ 6.2.2(1) EC2
	Strain at max strength ec2:	0.0020	
	Ultimate strain ecu:	0.0035	
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rettangle	
	Mean Elastic Modulus Ecm:	33345.8	MPa
	Mean tensile strength fctm:	3.0	MPa
	Es/Ec in SLS combination:	15.00	
	Stress limit in SLS Characteristic comb.:	19.2	kN/cm ²
	Stress limit in SLS Frequent comb.:	192.0	daN/cm ²
	Crack width limit in SLS Frequent comb.:	0.300	mm
	Stress limit in SLS Quasi-perm. comb.:	14.40	Mpa
	Crack width limit in SLS Quasi-perm. comb.:	0.200	mm
STEEL -	Longitudinal Bars:	B450C	
	Characteristic yield stress fyk:	450.00	MPa
	Tensile strength ftk:	540.0	MPa
	Design yield stress fyd:	391.3	MPa
	Design strength ftd:	391.3	MPa
	Design ultimate strain esu:	0.068	
	Mean elastic modulus Es:	200000.0	MPa
	Stirrups:	B500A	
	Characteristic yield stress fyk:	500.00	MPa
	Tensile strength ftk:	540.0	MPa
	Design yield stress fyd:	434.8	MPa
	Design strength ftd:	434.8	MPa
	Mean elastic modulus Es:	200000.0	MPa
	SLS Charact. - Ss Limit:	360.00	MPa

GEOMETRICAL DATA OF CONCRETE CROSS-SECTION

Shape of Region: Polygonal
Concrete Class: C32/40

Vertex N.:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	150.0
3	50.0	150.0
4	50.0	0.0

DATA ISOLATED LONGITUDINAL BARS

Bar N.	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.4	6.6	28
2	-43.4	143.4	28
3	43.4	143.4	28
4	43.4	6.6	28

DATA OF LINEAR GENERATIONS OF LONGITUDINAL BARS

N. Gen. Number of generated bars of the current linear generation
N.Initial Bar Order number of initial bar (between the isolated bars just defined)
N.Final Bar Order number of final bar (between the isolated bars just defined)

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	124 di 164

N. Bars
Ø

Number of bars generated equidistant in the current generation
Diameter [mm] of generated bars

Gen.N.	Initial Bar	Final Bar	N. Bars	Ø
1	1	4	8	28
2	2	3	8	28

ULTIMATE LIMIT STATE - ASSIGNED DESIGN FORCES FOR EACH COMBINATION

N d
Mx d
My d
Vy d
Vx d

Design axial force [kN] applied at centroid of concrete section (+ if compressive)
Design bending force [kNm] around x principal axis of inertia
Design bending force [kNm] around y principal axis of inertia
Design shear component [kN] parallel to y principal axis of inertia
Design shear component [kN] parallel to x principal axis of inertia

Comb.N.	N d	Mx d	My d	Vy d	Vx d
1	93.00	937.00	0.00	914.30	0.00
2	-156.90	78.20	0.00	-832.60	0.00
3	-134.70	-454.00	0.00	-818.90	0.00
4	70.80	1469.20	0.00	928.00	0.00
5	-66.50	805.30	0.00	-945.30	0.00
6	-33.50	966.10	0.00	1034.90	0.00
7	317.60	1468.90	0.00	462.80	0.00
8	-284.10	-859.70	0.00	348.70	0.00
9	-281.80	-1310.40	0.00	-369.60	0.00
10	315.30	1919.50	0.00	441.90	0.00
11	110.00	1002.80	0.00	-481.20	0.00
12	110.20	526.30	0.00	468.90	0.00

SERVICEABILITY LIMIT STATES - CHARACTERISTIC COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N
Mx
My

Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	71.30	679.40	0.00
2	-116.20	86.70	0.00
3	-97.70	-356.80	0.00
4	52.80	1122.80	0.00
5	-47.20	639.50	0.00
6	-24.50	750.20	0.00

SERVICEABILITY LIMIT STATES - FREQUENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N
Mx
My

Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	71.30	679.40 (1529.07)	0.00 (0.00)
2	-116.20	86.70 (1066.46)	0.00 (0.00)
3	-97.70	-356.80 (-1372.98)	0.00 (0.00)
4	52.80	1122.80 (1502.94)	0.00 (0.00)
5	-40.00	676.40 (1457.30)	0.00 (0.00)

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	125 di 164

6 -32.90 710.80 (1462.67) 0.00 (0.00)

SERVICEABILITY LIMIT STATES - QUASI-PERMANENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	32.00	173.30 (1566.54)	0.00 (0.00)
2	1.50	435.90 (1483.86)	0.00 (0.00)
3	16.90	66.30 (1601.13)	0.00 (0.00)
4	16.60	542.80 (1495.68)	0.00 (0.00)
5	16.60	542.80 (1495.68)	0.00 (0.00)
6	16.60	542.80 (1495.68)	0.00 (0.00)

CHECKS RESULTS

Checks OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars: 5.2 cm
Min distance between longitudinal bars: 6.8 cm
Min edge cover of stirrups: 4.4 cm

ULTIMATE LIMIT STATES - N-MX-MY CAPACITY CHECKS

Check Result of check
N Design axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx Design bending moment [kNm] around x axis principal of inerzia
My Design bending moment [kNm] around y axis principal of inerzia
N ult Axial force capacity [kN] (+ if compressive)
Mx ult Bending moment capacity [kNm] around x axis principal of inertia
My ult Bending moment capacity [kNm] around y axis principal of inertia
S.F. Safety Factor = vectorial ratio of (N ult,Mx ult,My ult) to (N,Mx,My). Check OK if ratio >=1.00
As Tension Area [cm²] of bars in tension (beam section). Min area for code is shown between brackets [eq.(9.1N) EC2]

Comb.N.	Check	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	S.F.	As Tension
1	OK	93.00	937.00	0.00	93.21	3397.52	0.00	3.626	61.6(0.0)
2	OK	-156.90	78.20	0.00	-156.68	3227.13	0.00	41.268	61.6(0.0)
3	OK	-134.70	-454.00	0.00	-134.68	-3242.15	0.00	7.141	61.6(0.0)
4	OK	70.80	1469.20	0.00	70.72	3382.19	0.00	2.302	61.6(0.0)
5	OK	-66.50	805.30	0.00	-66.51	3288.69	0.00	4.084	61.6(0.0)
6	OK	-33.50	966.10	0.00	-33.45	3311.21	0.00	3.427	61.6(0.0)
7	OK	317.60	1468.90	0.00	317.33	3550.03	0.00	2.417	61.6(0.0)
8	OK	-284.10	-859.70	0.00	-284.26	-3140.02	0.00	3.652	61.6(0.0)
9	OK	-281.80	-1310.40	0.00	-281.66	-3141.80	0.00	2.398	61.6(0.0)
10	OK	315.30	1919.50	0.00	315.28	3548.63	0.00	1.849	61.6(0.0)
11	OK	110.00	1002.80	0.00	110.02	3408.98	0.00	3.399	61.6(0.0)
12	OK	110.20	526.30	0.00	110.35	3409.20	0.00	6.478	61.6(0.0)

ULTIMATE LIMIT STATE - BENDING AND AXIAL FORCE - STRAIN VALUES

ec max Ultimate compressive strain in concrete
ec* Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed)
Xc max X-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
Yc max Y-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
es max Max strain in steel bars (+ if compressive)
Xs max X-coordinate [cm] of bar in wich is es max
Ys max Y-coordinate [cm] of bar in wich is es max

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	126 di 164

es min Min strain in steel bars (+ if compressive)
Xs min X-coordinate [cm] of bar in wich is es min
Ys min Y-coordinate [cm] of bar in wich is es min

Comb.N.	ec max	ec*	Xc max	Yc max	es max	Xs max	Ys max	es min	Xs min	Ys min
1	0.00350	-0.02132	-50.0	150.0	0.00095	-43.4	143.4	-0.05187	-43.4	6.6
2	0.00350	-0.02273	-50.0	150.0	0.00081	-43.4	143.4	-0.05502	-43.4	6.6
3	0.00350	-0.02261	-50.0	0.0	0.00082	-43.4	6.6	-0.05474	-43.4	143.4
4	0.00350	-0.02145	-50.0	150.0	0.00094	-43.4	143.4	-0.05216	-43.4	6.6
5	0.00350	-0.02221	-50.0	150.0	0.00086	-43.4	143.4	-0.05385	-43.4	6.6
6	0.00350	-0.02203	-50.0	150.0	0.00088	-43.4	143.4	-0.05344	-43.4	6.6
7	0.00350	-0.02010	-50.0	150.0	0.00108	-43.4	143.4	-0.04914	-43.4	6.6
8	0.00350	-0.02347	-50.0	0.0	0.00073	-43.4	6.6	-0.05666	-43.4	143.4
9	0.00350	-0.02345	-50.0	0.0	0.00073	-43.4	6.6	-0.05662	-43.4	143.4
10	0.00350	-0.02011	-50.0	150.0	0.00108	-43.4	143.4	-0.04917	-43.4	6.6
11	0.00350	-0.02123	-50.0	150.0	0.00096	-43.4	143.4	-0.05166	-43.4	6.6
12	0.00350	-0.02123	-50.0	150.0	0.00096	-43.4	143.4	-0.05166	-43.4	6.6

ULTIMATE LIMIT STATE - POSITION OF NEUTRAL AXIS FOR EACH COMBINATION

a, b, c Coeff. a, b, c in neutral axis equation: $aX+bY+c=0$ reference X,Y,O
x/d Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section
D Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [eq.(5.10)EC2]

Comb.N.	a	b	c	x/d	D
1	0.000000000	0.000386156	-0.054423465	0.063	0.700
2	0.000000000	0.000408099	-0.057714789	0.060	0.700
3	0.000000000	-0.000406112	0.003500000	0.060	0.700
4	0.000000000	0.000388115	-0.054717179	0.063	0.700
5	0.000000000	0.000399921	-0.056488102	0.061	0.700
6	0.000000000	0.000397099	-0.056064808	0.061	0.700
7	0.000000000	0.000367094	-0.051564074	0.066	0.700
8	0.000000000	-0.000419502	0.003500000	0.058	0.700
9	0.000000000	-0.000419271	0.003500000	0.058	0.700
10	0.000000000	0.000367267	-0.051589990	0.066	0.700
11	0.000000000	0.000384688	-0.054203180	0.063	0.700
12	0.000000000	0.000384659	-0.054198861	0.063	0.700

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Tension in concrete: Not considered in any case
Check Result of Check
Reg Number of current concrete sub-region of the cross section
Sc max (Sc lim) Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]. Code limit stress Sc lim is shown between brackets
Xc max, Yc max X-coordinate, Y-coordinate [cm] of concrete vertex corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
Ss min (Ss lim) Min stress (- if tensile) in steel bars [Mpa], Code limit stress is shown between brackets
Xs min, Ys min X-coordinate, Y-coordinate [cm] of bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
Ac eff Effective tension area [cm²] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)
As eff Area of tension steel bars [cm²] within Ac eff (for crack width control)
r eff Geometrical ratio Ac eff/Ac eff [eq.(7.10) Ec2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	2.00 (19.2)	-50.0	150.0	-78.0 (360.0)	-24.1	6.6	1650	61.6	0.037
2	1	OK	0.08 (19.2)	50.0	150.0	-19.7 (360.0)	-14.5	6.6	1650	61.6	0.037
3	1	OK	0.94 (19.2)	-50.0	150.0	-51.0 (360.0)	33.8	143.4	1650	61.6	0.037
4	1	OK	3.26 (19.2)	50.0	150.0	-133.6 (360.0)	-43.4	6.6	1650	61.6	0.037
5	1	OK	1.80 (19.2)	50.0	150.0	-81.8 (360.0)	-43.4	6.6	1650	61.6	0.037
6	1	OK	2.14 (19.2)	50.0	150.0	-93.6 (360.0)	-14.5	6.6	1650	61.6	0.037

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	127 di 164

SLS CHARACTERISTIC - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Check	Section is assumed always cracked even if flexural tensile stress does not exceeds f_{ctm}
e1	Result of check
e2	Greater concrete tensile strain (tension is -) assessed in cracked section
k1	Lesser concrete tensile strain within the entire section (tension is -) assessed in cracked section
kt	= 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]
k2	= 0.6 for frequent and characteristic SLS; = 0.4 for q.perm SLS [see eq.(7.9) EC2]
k3	= 0.5 for bending; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ for eccentric tension [see eq.(7.13) EC2]
k4	= 3.400 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
\emptyset	= 0.425 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
e sm - e cm	Bar diameter [mm] or equivalent diameter of tensile bars in $A_{c\text{ eff}}$ [eq.(7.11)]
sr max	Difference between the mean strain of tensile steel and concrete [eq.(7.8)]
wk	Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = $0.6 S_{max} / E_s$
MX crack	Max final crack [mm] spacing
MY crack	Calculated value [mm] of crack width = $sr\ max * (e\ sm - e\ cm)$ [eq.(7.8)]. Limit value of wk is shown between brackets
	First cracking bending moment around X axis[kNm]
	First cracking bending moment around Y axis[kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	\emptyset	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00041	0	0.500	28.0	0.00023 (0.00023)	304	0.071	1529.07	0.00
2	OK	-0.00010	0	0.500	28.0	0.00006 (0.00006)	304	0.018	1066.46	0.00
3	OK	-0.00027	0	0.500	28.0	0.00015 (0.00015)	304	0.047	-1372.98	0.00
4	OK	-0.00071	0	0.500	28.0	0.00040 (0.00040)	304	0.122	1502.94	0.00
5	OK	-0.00043	0	0.500	28.0	0.00025 (0.00025)	304	0.075	1451.21	0.00
6	OK	-0.00050	0	0.500	28.0	0.00028 (0.00028)	304	0.085	1468.42	0.00

SLS FREQUENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	2.00 (19.2)	-50.0	150.0	-78.0 (360.0)	-24.1	6.6	1650	61.6	0.037
2	1	OK	0.08 (19.2)	50.0	150.0	-19.7 (360.0)	-14.5	6.6	1650	61.6	0.037
3	1	OK	0.94 (19.2)	-50.0	150.0	-51.0 (360.0)	33.8	143.4	1650	61.6	0.037
4	1	OK	3.26 (19.2)	50.0	150.0	-133.6 (360.0)	-43.4	6.6	1650	61.6	0.037
5	1	OK	1.91 (19.2)	50.0	150.0	-85.7 (360.0)	-43.4	6.6	1650	61.6	0.037
6	1	OK	2.02 (19.2)	50.0	150.0	-89.4 (360.0)	-24.1	6.6	1650	61.6	0.037

SLS FREQUENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	\emptyset	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00041	0	0.500	28.0	0.00023 (0.00023)	304	0.071 (0.30)	1529.07	0.00
2	OK	-0.00010	0	0.500	28.0	0.00006 (0.00006)	304	0.018 (0.30)	1066.46	0.00
3	OK	-0.00027	0	0.500	28.0	0.00015 (0.00015)	304	0.047 (0.30)	-1372.98	0.00
4	OK	-0.00071	0	0.500	28.0	0.00040 (0.00040)	304	0.122 (0.30)	1502.94	0.00
5	OK	-0.00046	0	0.500	28.0	0.00026 (0.00026)	304	0.078 (0.30)	1457.30	0.00
6	OK	-0.00047	0	0.500	28.0	0.00027 (0.00027)	304	0.082 (0.30)	1462.67	0.00

SLS QUASI-PERMANENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	0.52 (14.4)	50.0	150.0	-18.9 (360.0)	-24.1	6.6	1650	61.6	0.037
2	1	OK	1.25 (14.4)	50.0	150.0	-53.3 (360.0)	-4.8	6.6	1650	61.6	0.037
3	1	OK	0.20 (14.4)	50.0	150.0	-6.9 (360.0)	-33.8	6.6	1650	61.6	0.037
4	1	OK	1.57 (14.4)	50.0	150.0	-65.2 (360.0)	-43.4	6.6	1650	61.6	0.037
5	1	OK	1.57 (14.4)	50.0	150.0	-65.2 (360.0)	-43.4	6.6	1650	61.6	0.037
6	1	OK	1.57 (14.4)	50.0	150.0	-65.2 (360.0)	-43.4	6.6	1650	61.6	0.037

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	128 di 164

SLS QUASI-PERMANENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00010	0	0.500	28.0	0.00006 (0.00006)	304	0.017 (0.20)	1566.54	0.00
2	OK	-0.00028	0	0.500	28.0	0.00016 (0.00016)	304	0.049 (0.20)	1483.86	0.00
3	OK	-0.00004	0	0.500	28.0	0.00002 (0.00002)	304	0.006 (0.20)	1601.13	0.00
4	OK	-0.00035	0	0.500	28.0	0.00020 (0.00020)	304	0.060 (0.20)	1495.68	0.00
5	OK	-0.00035	0	0.500	28.0	0.00020 (0.00020)	304	0.060 (0.20)	1495.68	0.00
6	OK	-0.00035	0	0.500	28.0	0.00020 (0.00020)	304	0.060 (0.20)	1495.68	0.00

SLS - CHECK OF MINIMUM REINFORCEMENT AREA FOR CRACK CONTROL (§ 7.3.2 EC2)

Comb.N.	Order numbers assigned to SLS combination
Comb.Type	Frequent or Quasi-Permanent combination
Region	Number and type (web or flange) of sub-regions (as parts of the concrete cross-section)
k	Coeff. wich allows for the effects of non-uniform self-equilibrating stresses [eq.(7.1) EC2]
kc	Coeff. wich takes account of the stress distribution prior to cracking [eq.(7.2)-(7.3) EC2]
Act	Area of concrete (for each sub-region) within tension zone just before formation of first crack [eq.(7.1) EC2]
Ned	Axial force [kN] (+ if compressive) acting within each sub-region just before of first crack
Sc	= Ned/Act = mean stress [Mpa] within each concrete sub-region [eq.(7.1) EC2]
k1	Coeff. considering the effects of axial force on the stress distribution (rectangular section or web sub-region)
Fcr	Absolute value of the tensile force [kN] within the flange just prior to cracking
As reg	Area [cm ²] of longitudinal bars within the tension area of each sub-region
As,min	Minimum Area [cm ²] of longitudinal bars to be placed within the tension area of each sub-region

Comb.N.	Comb.Type	Region	k	kc	Act	Ned	Sc	k1	Fcr	As reg	As,min
1	Frequent	1 (Web)	0.65	0.40	7250	63.48	0.42	1.50	---	61.6	15.7
2	Frequent	1 (Web)	0.65	0.41	10400	-103.46	-0.69	0.44	---	61.6	23.5
3	Frequent	1 (Web)	0.65	0.41	8100	-86.99	-0.58	0.44	---	61.6	18.2
4	Frequent	1 (Web)	0.65	0.40	7400	47.01	0.31	1.50	---	61.6	16.1
5	Frequent	1 (Web)	0.65	0.40	7650	-35.61	-0.24	0.44	---	61.6	16.9
6	Frequent	1 (Web)	0.65	0.40	7600	-29.29	-0.20	0.44	---	61.6	16.8
1	Quasi-perm.	1 (Web)	0.65	0.40	7100	28.49	0.19	1.50	---	61.6	15.5
2	Quasi-perm.	1 (Web)	0.65	0.40	7500	1.34	0.01	1.50	---	61.6	16.4
3	Quasi-perm.	1 (Web)	0.65	0.40	6950	15.05	0.10	1.50	---	61.6	15.2
4	Quasi-perm.	1 (Web)	0.65	0.40	7450	14.78	0.10	1.50	---	61.6	16.2
5	Quasi-perm.	1 (Web)	0.65	0.40	7450	14.78	0.10	1.50	---	61.6	16.2
6	Quasi-perm.	1 (Web)	0.65	0.40	7450	14.78	0.10	1.50	---	61.6	16.2

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	130 di 164

9.12 S6 Soletta di fondazione – appoggio - Urto

NOME SEZIONE: S6

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di Trave
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resistenza compress. di progetto fcd:	27.20 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale Ec:	33346.0 MPa	

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	450.00 MPa
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	150.0	cm
Barre inferiori:	10Ø28	(61.6 cm ²)
Barre superiori:	10Ø28	(61.6 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	6.6	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	6.6	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	6.6	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Vy	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale
MT	Momento torcente [kN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	2510.00	0.00	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.2	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	6.8	cm

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	131 di 164

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

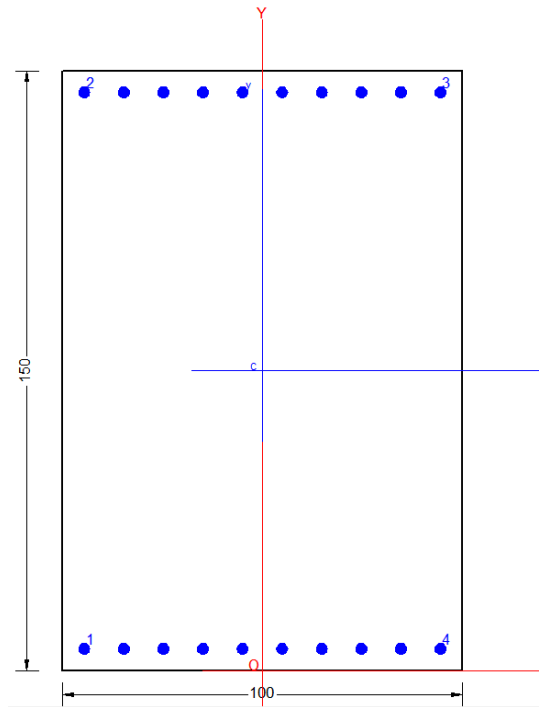
Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd	Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
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 in travi continue [formula (4.1.1)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	
1	S	0.00	2510.00	-0.12	3847.90	1.533	141.6	0.06	0.70	61.6 (25.0)

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	132 di 164

9.13 S7 Soletta di fondazione – mezzeria



Carpenteria

b	h	Acls
mm	mm	m ²
1000	1500	1.50

Copriferro

lato	c [mm]
esterno	40
interno	40

Materiali

Barre acciaio		Calcestruzzo	
Tipo	B450C	Tipo	C32/40
f_{yk}	450.0 N/mm ²	f_{ck}	32.0 N/mm ²
γ_M	1.15 -	R_{ck}	40.0 N/mm ²
f_{yd}	391.3 N/mm ²	rara	0.6 f_{ck} 19.2 N/mm ²
rara		qperm	
0.8 f_{yk}	360.0 N/mm ²	0.45 f_{ck}	14.4 N/mm ²

Armature

Lato esterno				
n	ϕ	Aa	c'	Aa/Acls
-	mm	mm ²	mm	%
10	28	6160	54	0.41
-	-	-	-	
Aa,tot =		6160		

Lato interno				
n	ϕ	Aa	c'	Aa/Acls
-	mm	mm ²	mm	%
10	28	6160	54	0.41
-	-	-	-	
Aa,tot =		6160		

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	133 di 164

GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION

Section Name: Fondazione_mezz.secEC

(File path: S:\Projects\18005_0549D07_Cesano Vigna di Valle\Work\07 Sottopasso\GA01_km_35+085\ModellTunnel\Excel\Fondazione_mezz.secEC)

Section description:

Section type: Beam
Reference code: EC2/EC8 Italian Annex
Exposure Class: XC4 - Carbonation (cyclic wet and dry)
Stress path: Constant axial force force to achieve bending ULS
Reference of assigned forces: Principal axes y,y of inertia

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C32/40
	Design compressive strength fcd:	18.1 MPa
	Shear reduced compressive strenght v1*fcd:	9.1 MPa (6.9)EC2
	Coeff Crd,c:	0.1200 (§ 6.2.2(1) EC2
	Coeff K1:	0.1500 (§ 6.2.2(1) EC2
	Coeff v min:	0.0115 Mpa(§ 6.2.2(1) EC2
	Strain at max strength ec2:	0.0020
	Ultimate strain ecu:	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rettangle
	Mean Elastic Modulus Ecm:	33345.8 MPa
	Mean tensile strength fctm:	3.0 MPa
	Es/Ec in SLS combination:	15.00
	Stress limit in SLS Characteristic comb.:	19.2 kN/cm ²
	Stress limit in SLS Frequent comb.:	192.0 daN/cm ²
	Crack width limit in SLS Frequent comb.:	0.300 mm
	Stress limit in SLS Quasi-perm. comb.:	14.40 Mpa
	Crack width limit in SLS Quasi-perm. comb.:	0.200 mm
STEEL -	Longitudinal Bars:	B450C
	Characteristic yield stress fyk:	450.00 MPa
	Tensile strength ftk:	540.0 MPa
	Design yield stress fyd:	391.3 MPa
	Design strength ftd:	391.3 MPa
	Design ultimate strain esu:	0.068
	Mean elastic modulus Es:	200000.0 MPa
	Stirrups:	B500A
	Characteristic yield stress fyk:	500.00 MPa
	Tensile strength ftk:	540.0 MPa
	Design yield stress fyd:	434.8 MPa
	Design strength ftd:	434.8 MPa
	Mean elastic modulus Es:	200000.0 MPa
	SLS Charact. - Ss Limit:	360.00 MPa

GEOMETRICAL DATA OF CONCRETE CROSS-SECTION

Shape of Region:	Polygonal	
Concrete Class:	C32/40	
Vertex N.:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	150.0
3	50.0	150.0
4	50.0	0.0

DATA ISOLATED LONGITUDINAL BARS

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	134 di 164

Bar N.	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.4	6.6	28
2	-43.4	143.4	28
3	43.4	143.4	28
4	43.4	6.6	28

DATA OF LINEAR GENERATIONS OF LONGITUDINAL BARS

N. Gen.	Number of generated bars of the current linear generation
N.Initial Bar	Order number of initial bar (between the isolated bars just defined)
N.Final Bar	Order number of final bar (between the isolated bars just defined)
N. Bars	Number of bars generated equidistant in the current generation
Ø	Diameter [mm] of generated bars

Gen.N.	Initial Bar	Final Bar	N. Bars	Ø
1	1	4	8	28
2	2	3	8	28

ULTIMATE LIMIT STATE - ASSIGNED DESIGN FORCES FOR EACH COMBINATION

N d	Design axial force [kN] applied at centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx d	Design bending force [kNm] around x principal axis of inertia
My d	Design bending force [kNm] around y principal axis of inertia
Vy d	Design shear component [kN] parallel to y principal axis of inertia
Vx d	Design shear component [kN] parallel to x principal axis of inertia

Comb.N.	N d	Mx d	My d	Vy d	Vx d
1	-28.00	-1148.60	0.00	-102.60	0.00
2	156.90	-1359.30	0.00	-28.10	0.00
3	42.00	-2275.70	0.00	-107.90	0.00
4	-5.70	-686.20	0.00	-106.10	0.00
5	53.80	-1630.70	0.00	-190.20	0.00
6	134.70	-1819.90	0.00	-24.60	0.00
7	-317.60	-820.30	0.00	-389.20	0.00
8	284.10	-345.50	0.00	202.70	0.00
9	69.60	-893.00	0.00	-7.40	0.00
10	-103.10	-272.70	0.00	-179.10	0.00
11	-315.30	-345.50	0.00	-389.60	0.00
12	281.80	-820.30	0.00	203.10	0.00

SERVICEABILITY LIMIT STATES - CHARACTERISTIC COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N	Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx	Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
My	Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	-24.80	-856.10	0.00
2	116.20	-981.90	0.00
3	46.90	-1544.90	0.00
4	-6.20	-471.00	0.00
5	32.80	-1283.30	0.00
6	97.70	-1365.80	0.00

SERVICEABILITY LIMIT STATES - FREQUENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	135 di 164

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	-45.00	-911.70 (-1461.38)	0.00 (0.00)
2	116.20	-981.90 (-1535.24)	0.00 (0.00)
3	39.70	-1542.90 (-1493.56)	0.00 (0.00)
4	-14.10	-270.60 (-1460.23)	0.00 (0.00)
5	32.90	-1035.80 (-1496.20)	0.00 (0.00)
6	97.70	-1365.80 (-1513.88)	0.00 (0.00)

SERVICEABILITY LIMIT STATES - QUASI-PERMANENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	-32.00	-696.50 (-1462.82)	0.00 (0.00)
2	-1.50	-469.20 (-1481.00)	0.00 (0.00)
3	-16.90	-789.10 (-1473.19)	0.00 (0.00)
4	-16.60	-376.70 (-1463.61)	0.00 (0.00)
5	-16.90	-789.10 (-1473.19)	0.00 (0.00)
6	-16.60	-376.70 (-1463.61)	0.00 (0.00)

CHECKS RESULTS

Checks OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars:	5.2 cm
Min distance between longitudinal bars:	6.8 cm
Min edge cover of stirrups:	4.4 cm

ULTIMATE LIMIT STATES - N-MX-MY CAPACITY CHECKS

Check Result of check
N Design axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx Design bending moment [kNm] around x axis principal of inerzia
My Design bending moment [kNm] around y axis principal of inerzia
N ult Axial force capacity [kN] (+ if compressive)
Mx ult Bending moment capacity [kNm] around x axis principal of inertia
My ult Bending moment capacity [kNm] around y axis principal of inertia
S.F. Safety Factor = vectorial ratio of (N ult,Mx ult,My ult) to (N,Mx,My). Check OK if ratio >=1.00
As Tension Area [cm²] of bars in tension (beam section). Min area for code is shown between brackets [eq.(9.1N) EC2]

Comb.N.	Check	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	S.F.	As Tension
1	OK	-28.00	-1148.60	0.00	-28.07	-3314.88	0.00	2.886	61.6(25.1)
2	OK	156.90	-1359.30	0.00	156.94	-3440.95	0.00	2.531	61.6(0.0)
3	OK	42.00	-2275.70	0.00	42.17	-3362.74	0.00	1.478	61.6(0.0)
4	OK	-5.70	-686.20	0.00	-5.92	-3329.98	0.00	4.853	61.6(25.1)
5	OK	53.80	-1630.70	0.00	53.80	-3370.67	0.00	2.067	61.6(0.0)
6	OK	134.70	-1819.90	0.00	134.67	-3425.77	0.00	1.882	61.6(0.0)
7	OK	-317.60	-820.30	0.00	-317.48	-3117.34	0.00	3.800	61.6(25.1)
8	OK	284.10	-345.50	0.00	284.06	-3527.41	0.00	10.210	61.6(0.0)
9	OK	69.60	-893.00	0.00	69.39	-3381.29	0.00	3.786	61.6(0.0)

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	136 di 164

10	OK	-103.10	-272.70	0.00	-103.24	-3263.62	0.00	11.968	61.6(25.1)
11	OK	-315.30	-345.50	0.00	-315.53	-3118.68	0.00	9.027	61.6(25.1)
12	OK	281.80	-820.30	0.00	281.65	-3525.77	0.00	4.298	61.6(0.0)

ULTIMATE LIMIT STATE - BENDING AND AXIAL FORCE - STRAIN VALUES

ec max	Ultimate compressive strain in concrete
ec*	Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed)
Xc max	X-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
Yc max	Y-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive)
Xs max	X-coordinate [cm] of bar in wich is es max
Ys max	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es max
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive)
Xs min	X-coordinate [cm] of bar in wich is es min
Ys min	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es min

Comb.N.	ec max	ec*	Xc max	Yc max	es max	Xs max	Ys max	es min	Xs min	Ys min
1	0.00350	-0.02200	-50.0	0.0	0.00088	-43.4	6.6	-0.05338	-43.4	143.4
2	0.00350	-0.02097	-50.0	0.0	0.00099	-43.4	6.6	-0.05107	-43.4	143.4
3	0.00350	-0.02161	-50.0	0.0	0.00092	-43.4	6.6	-0.05251	-43.4	143.4
4	0.00350	-0.02188	-50.0	0.0	0.00089	-43.4	6.6	-0.05311	-43.4	143.4
5	0.00350	-0.02154	-50.0	0.0	0.00093	-43.4	6.6	-0.05237	-43.4	143.4
6	0.00350	-0.02109	-50.0	0.0	0.00098	-43.4	6.6	-0.05135	-43.4	143.4
7	0.00350	-0.02366	-50.0	0.0	0.00071	-43.4	6.6	-0.05708	-43.4	143.4
8	0.00350	-0.02028	-50.0	0.0	0.00106	-43.4	6.6	-0.04954	-43.4	143.4
9	0.00350	-0.02146	-50.0	0.0	0.00094	-43.4	6.6	-0.05217	-43.4	143.4
10	0.00350	-0.02242	-50.0	0.0	0.00084	-43.4	6.6	-0.05433	-43.4	143.4
11	0.00350	-0.02365	-50.0	0.0	0.00071	-43.4	6.6	-0.05705	-43.4	143.4
12	0.00350	-0.02029	-50.0	0.0	0.00106	-43.4	6.6	-0.04957	-43.4	143.4

ULTIMATE LIMIT STATE - POSITION OF NEUTRAL AXIS FOR EACH COMBINATION

a, b, c	Coeff. a, b, c in neutral axis equation: aX+bY+c=0 reference X,Y,O
x/d	Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section
D	Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [eq.(5.10)EC2]

Comb.N.	a	b	c	x/d	D
1	0.000000000	-0.000396638	0.003500000	0.062	0.700
2	0.000000000	-0.000380570	0.003500000	0.064	0.700
3	0.000000000	-0.000390591	0.003500000	0.062	0.700
4	0.000000000	-0.000394737	0.003500000	0.062	0.700
5	0.000000000	-0.000389583	0.003500000	0.063	0.700
6	0.000000000	-0.000382528	0.003500000	0.064	0.700
7	0.000000000	-0.000422439	0.003500000	0.058	0.700
8	0.000000000	-0.000369887	0.003500000	0.066	0.700
9	0.000000000	-0.000388230	0.003500000	0.063	0.700
10	0.000000000	-0.000403261	0.003500000	0.061	0.700
11	0.000000000	-0.000422266	0.003500000	0.058	0.700
12	0.000000000	-0.000370089	0.003500000	0.066	0.700

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Tension in concrete:	Not considered in any case
Check	Result of Check
Reg	Number of current concrete sub-region of the cross section
Sc max (Sc lim)	Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]. Code limit stress Sc lim is shown between brackets
Xc max, Yc max	X-coordinate, Y-coordinate [cm] of concrete vertex corresponding to Sc max (reference X,Y,O)

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	137 di 164

Ss min (Ss lim) Min stress (- if tensile) in steel bars [Mpa], Code limit stress is shown between brackets
 Xs min, Ys min X-coordinate, Y-coordinate [cm] of bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
 Ac eff Effective tension area [cm²] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)
 As eff Area of tension steel bars [cm²] within Ac eff (for crack width control)
 r eff Geometrical ratio Ac eff/Ac eff [eq.(7.10) Ec2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	2.44 (19.2)	50.0	0.0	-106.6 (360.0)	33.8	143.4	1650	61.6	0.037
2	1	OK	2.90 (19.2)	50.0	150.0	-111.8 (360.0)	33.8	143.4	1650	61.6	0.037
3	1	OK	4.47 (19.2)	-50.0	150.0	-185.7 (360.0)	33.8	143.4	1650	61.6	0.037
4	1	OK	1.35 (19.2)	50.0	150.0	-58.1 (360.0)	33.8	143.4	1650	61.6	0.037
5	1	OK	3.71 (19.2)	50.0	150.0	-154.7 (360.0)	33.8	143.4	1650	61.6	0.037
6	1	OK	3.99 (19.2)	50.0	150.0	-160.1 (360.0)	33.8	143.4	1650	61.6	0.037

SLS CHARACTERISTIC - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Section is assumed always cracked even if flexural tensile stress does not exceeds fctm
 Check Result of check
 e1 Greater concrete tensile strain (tension is -) assessed in cracked section
 e2 Lesser concrete tensile strain within the entire section (tension is -) assessed in cracked section
 k1 = 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]
 kt = 0.6 for frequent and characteristic SLS; = 0.4 for q.perm SLS [see eq.(7.9) EC2]
 k2 = 0.5 for bending; = (e1 + e2)/(2*e1) for eccentric tension [see eq.(7.13) EC2]
 k3 = 3.400 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
 k4 = 0.425 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
 Ø Bar diameter [mm] or equivalent diameter of tensile bars in Ac eff [eq.(7.11)]
 e sm - e cm Difference between the mean strain of tensile steel and concrete [eq.(7.8)]
 Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = 0.6 Smax / Es
 sr max Max final crack [mm] spacing
 wk Calculated value [mm] of crack width = sr max*(e sm - e cm) [eq.(7.8)]. Limit value of wk is shown between brackets
 MX crack First cracking bending moment around X axis[kNm]
 MY crack First cracking bending moment around Y axis[kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00057	0	0.500	28.0	0.00032 (0.00032)	304	0.097	-1469.98	0.00
2	OK	-0.00059	0	0.500	28.0	0.00034 (0.00034)	304	0.102	-1535.24	0.00
3	OK	-0.00099	0	0.500	28.0	0.00063 (0.00056)	304	0.192	-1495.58	0.00
4	OK	-0.00031	0	0.500	28.0	0.00017 (0.00017)	304	0.053	-1476.72	0.00
5	OK	-0.00082	0	0.500	28.0	0.00048 (0.00046)	304	0.145	-1493.48	0.00
6	OK	-0.00085	0	0.500	28.0	0.00050 (0.00048)	304	0.153	-1513.88	0.00

SLS FREQUENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	2.58 (19.2)	-50.0	150.0	-114.9 (360.0)	33.8	143.4	1650	61.6	0.037
2	1	OK	2.90 (19.2)	50.0	150.0	-111.8 (360.0)	33.8	143.4	1650	61.6	0.037
3	1	OK	4.46 (19.2)	-50.0	150.0	-186.0 (360.0)	33.8	143.4	1650	61.6	0.037
4	1	OK	0.77 (19.2)	50.0	150.0	-34.2 (360.0)	33.8	143.4	1650	61.6	0.037
5	1	OK	3.00 (19.2)	50.0	150.0	-124.4 (360.0)	33.8	143.4	1650	61.6	0.037
6	1	OK	3.99 (19.2)	50.0	150.0	-160.1 (360.0)	33.8	143.4	1650	61.6	0.037

SLS FREQUENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00061	0	0.500	28.0	0.00034 (0.00034)	304	0.105 (0.30)	-1461.38	0.00
2	OK	-0.00059	0	0.500	28.0	0.00034 (0.00034)	304	0.102 (0.30)	-1535.24	0.00
3	OK	-0.00099	0	0.500	28.0	0.00063 (0.00056)	304	0.193 (0.30)	-1493.56	0.00
4	OK	-0.00018	0	0.500	28.0	0.00010 (0.00010)	304	0.031 (0.30)	-1460.23	0.00
5	OK	-0.00066	0	0.500	28.0	0.00037 (0.00037)	304	0.114 (0.30)	-1496.20	0.00

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	138 di 164

6 OK -0.00085 0 0.500 28.0 0.00050 (0.00048) 304 0.153 (0.30) -1513.88 0.00

SLS QUASI-PERMANENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	1.98 (14.4)	50.0	150.0	-87.6 (360.0)	33.8	143.4	1650	61.6	0.037
2	1	OK	1.35 (14.4)	50.0	150.0	-57.6 (360.0)	33.8	143.4	1650	61.6	0.037
3	1	OK	2.25 (14.4)	50.0	150.0	-97.8 (360.0)	33.8	143.4	1650	61.6	0.037
4	1	OK	1.07 (14.4)	50.0	150.0	-47.3 (360.0)	33.8	143.4	1650	61.6	0.037
5	1	OK	2.25 (14.4)	50.0	150.0	-97.8 (360.0)	33.8	143.4	1650	61.6	0.037
6	1	OK	1.07 (14.4)	50.0	150.0	-47.3 (360.0)	33.8	143.4	1650	61.6	0.037

SLS QUASI-PERMANENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00047	0	0.500	28.0	0.00026 (0.00026)	304	0.080 (0.20)	-1462.82	0.00
2	OK	-0.00031	0	0.500	28.0	0.00017 (0.00017)	304	0.053 (0.20)	-1481.00	0.00
3	OK	-0.00052	0	0.500	28.0	0.00029 (0.00029)	304	0.089 (0.20)	-1473.19	0.00
4	OK	-0.00025	0	0.500	28.0	0.00014 (0.00014)	304	0.043 (0.20)	-1463.61	0.00
5	OK	-0.00052	0	0.500	28.0	0.00029 (0.00029)	304	0.089 (0.20)	-1473.19	0.00
6	OK	-0.00025	0	0.500	28.0	0.00014 (0.00014)	304	0.043 (0.20)	-1463.61	0.00

SLS - CHECK OF MINIMUM REINFORCEMENT AREA FOR CRACK CONTROL [§ 7.3.2 EC2]

Comb.N.	Order numbers assigned to SLS combination
Comb.Type	Frequent or Quasi-Permanent combination
Region	Number and type (web or flange) of sub-regions (as parts of the concrete cross-section)
k	Coeff. wich allows for the effects of non-uniform self-equilibrating stresses [eq.(7.1) EC2]
kc	Coeff. wich takes account of the stress distribution prior to cracking [eq.(7.2)-(7.3) EC2]
Act	Area of concrete (for each sub-region) within tension zone just before formation of first crack [eq.(7.1) EC2]
Ned	Axial force [kN] (+ if compressive) acting within each sub-region just before of first crack
Sc	= Ned/Act = mean stress [Mpa] within each concrete sub-region [eq.(7.1) EC2]
k1	Coeff. considering the effects of axial force on the stress distribution (rectangular section or web sub-region)
Fcr	Absolute value of the tensile force [kN] within the flange just prior to cracking
As reg	Area [cm ²] of longitudinal bars within the tension area of each sub-region
As,min	Minimum Area [cm ²] of longitudinal bars to be placed within the tension area of each sub-region

Comb.N.	Comb.Type	Region	k	kc	Act	Ned	Sc	k1	Fcr	As reg	As,min
1	Frequent	1 (Web)	0.65	0.41	7600	-40.07	-0.27	0.44	---	61.6	16.8
2	Frequent	1 (Web)	0.65	0.40	7250	103.46	0.69	1.50	---	61.6	15.7
3	Frequent	1 (Web)	0.65	0.40	7450	35.35	0.24	1.50	---	61.6	16.2
4	Frequent	1 (Web)	0.65	0.40	7600	-12.55	-0.08	0.44	---	61.6	16.7
5	Frequent	1 (Web)	0.65	0.40	7450	29.29	0.20	1.50	---	61.6	16.2
6	Frequent	1 (Web)	0.65	0.40	7350	86.99	0.58	1.50	---	61.6	15.9
1	Quasi-perm.	1 (Web)	0.65	0.40	7600	-28.49	-0.19	0.44	---	61.6	16.8
2	Quasi-perm.	1 (Web)	0.65	0.40	7500	-1.34	-0.01	0.44	---	61.6	16.4
3	Quasi-perm.	1 (Web)	0.65	0.40	7550	-15.05	-0.10	0.44	---	61.6	16.6
4	Quasi-perm.	1 (Web)	0.65	0.40	7600	-14.78	-0.10	0.44	---	61.6	16.7
5	Quasi-perm.	1 (Web)	0.65	0.40	7550	-15.05	-0.10	0.44	---	61.6	16.6
6	Quasi-perm.	1 (Web)	0.65	0.40	7600	-14.78	-0.10	0.44	---	61.6	16.7

9.14 Capacità portante

I carichi considerati nella verifica di capacità portante sono stimati dalla tabella sottostante a partire dall'involuppo delle combinazioni SLU/SLV.

Per la verifica della capacità portante della fondazione si fa riferimento al modello strutturale adottato, ottenuto considerando una porzione ("striscia") di larghezza unitaria. La geometria della "striscia" di fondazione considerata nella verifica ha quindi dimensioni 1,00x19,5m.

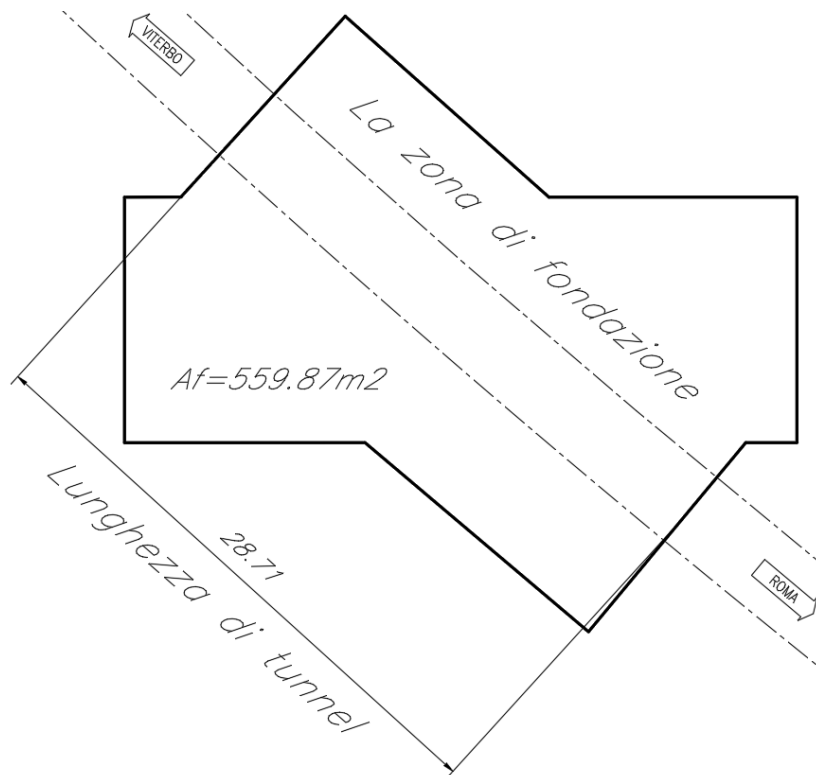


Fig. 5 – Geometria della fondazione

L'azione gravante sul contorno della fondazione è tuttavia determinata considerando il peso effettivo del ricoprimento della galleria e all'impronta complessiva dell'opera.

Base Reactions

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Base Reactions

Filter:

	OutputCase	CaseType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalIMX KN-m	GlobalIMY KN-m	GlobalIMZ KN-m	GlobalIX m	GlobalIY m	GlobalIZ m
▶	SLV_1	Combination	-599.452	0	2869.838	0	-4759.3885	0	0	0	0
	SLV_2	Combination	-599.452	0	2778.465	0	-4759.3885	0	0	0	0
	SLU_GR_2b...	Combination	-198.675	0	4685.438	0	-1757.3962	0	0	0	0
	SLU_GR_2b...	Combination	-198.675	0	4685.438	0	-1757.3962	0	0	0	0
	SLU_GR_2b...	Combination	-198.675	0	4685.438	0	-1757.3962	0	0	0	0
	SLU_GR_2b...	Combination	-198.675	0	4685.438	0	-1757.3962	0	0	0	0

Record: << < 1 > >> of 374 Add Tables... Done

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

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

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

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

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

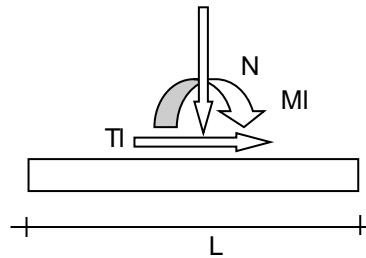
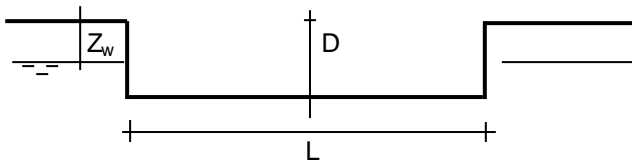
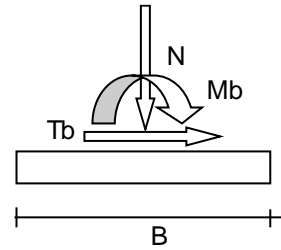
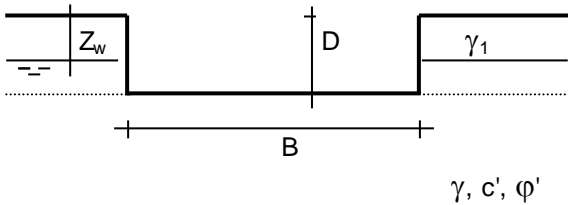
coefficienti parziali

Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno	
		permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'
Stato limite ultimo	<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.30	1.25	1.60
Tensioni ammissibili	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dall'utente	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00

valori suggeriti dall'EC7

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	142 di 164



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B	=	1.00	(m)
L	=	19.50	(m)
D	=	2.10	(m)



$\beta_f = 0.00$ (°)



$\beta_p = 0.00$ (°)

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	800.00	2069.00	3489.70
Mb [kNm]	0.00	0.00	0.00
MI [kNm]	0.00	4759.39	6187.21
Tb [kN]	0.00	0.00	0.00
TI [kN]	0.00	599.45	779.29
H [kN]	0.00	599.45	779.29

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	143 di 164

Peso unità di volume del terreno

$$\begin{aligned}\gamma_1 &= 20.00 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 16.00 \quad (\text{kN/mc})\end{aligned}$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$\begin{aligned}c' &= 0.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 30.00 \quad (^\circ)\end{aligned}$$

Valori di progetto

$$\begin{aligned}c' &= 0.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 24.79 \quad (^\circ)\end{aligned}$$

Profondità della falda

$$Z_w = 20.00 \quad (\text{m})$$

$$\begin{aligned}e_B &= 0.00 \quad (\text{m}) \\ e_L &= 1.77 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}B^* &= 1.00 \quad (\text{m}) \\ L^* &= 15.95 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 42.00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 16.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc, Nq, N γ : coefficienti di capacità portante

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

$$N_q = 10.43$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 20.42$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 10.56$$

s_c, s_q, s_{\gamma} : fattori di forma

$$s_c = 1 + B^* N_q / (L^* N_c)$$

$$s_c = 1.03$$

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

$$s_q = 1.03$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.97$$

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	144 di 164

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

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

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

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e
 $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

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

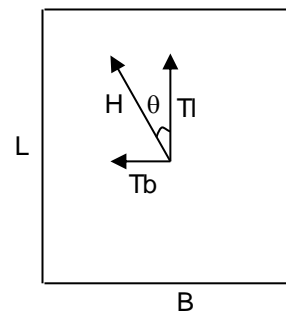
$$i_q = 0.77$$

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

$$i_c = 0.74$$

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

$$i_\gamma = 0.59$$



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

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

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

$$d_q = 1.35$$

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

$$d_c = 1.39$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

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

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	145 di 164

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

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

$$g_q = 1.00$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 514.90 \quad (\text{kN/m}^2) \quad R3 \quad 2.30$$

$$q_{rd} = 224 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 218.73 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = q_{lim} / q = 2.35 \quad \text{OK}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

$$H_d = 779.29 \quad (\text{kN})$$

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

$$S_d = 1611.82 \quad (\text{kN})$$

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento

$$F_{scorr} = 2.07 \quad \text{OK}$$

Base Reactions

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Base Reactions

Filter:

	OutputCase	CaseType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m	GlobalX m	GlobalY m	GlobalZ m
▶	SLU_GEO_...	Combination	-23.419	0	5275.099	0	445.7464	0	0	0	0
	SLU_GEO_...	Combination	-23.419	0	5275.099	0	445.7464	0	0	0	0
	SLU_GEO_...	Combination	-23.419	0	5275.099	0	445.7464	0	0	0	0
	SLU_GEO_...	Combination	-23.419	0	5275.099	0	445.7464	0	0	0	0
	SLU_GEO_...	Combination	-23.419	0	5275.099	0	445.7464	0	0	0	0
	SLU_GEO_...	Combination	-23.419	0	5275.065	0	1225.3332	0	0	0	0
	SLU_GEO_...	Combination	-23.419	0	5275.065	0	1225.3332	0	0	0	0

Record: << < 1 > >> of 374

Add Tables... Done

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

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

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

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

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

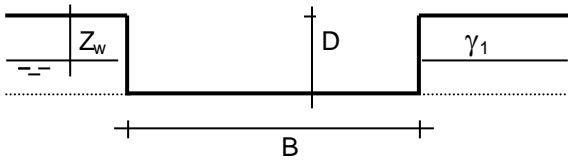
coefficienti parziali

Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno	
		permanenti	temporanee variabili	tan ϕ'	c'
Stato limite ultimo	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.25	1.60
Tensioni ammissibili	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dall'utente	<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.25	1.60

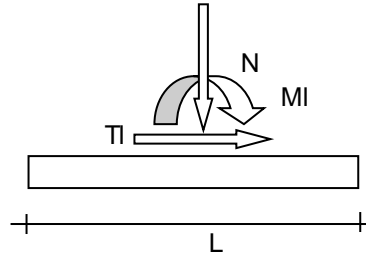
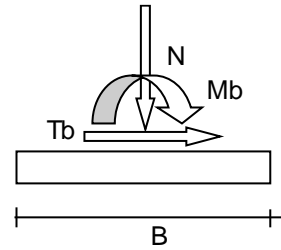
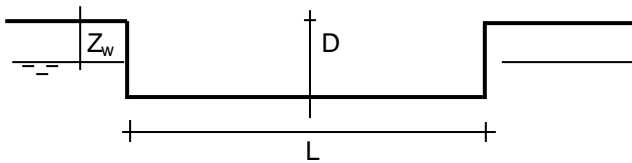
valori suggeriti dall'EC7

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	147 di 164

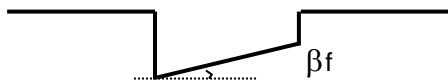


γ, c', φ'



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B	=	1.00	(m)
L	=	19.50	(m)
D	=	2.10	(m)



$\beta_f = 0.00$ (°)



$\beta_p = 0.00$ (°)

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	5275.00	0.00	5275.00
Mb [kNm]	0.00	0.00	0.00
MI [kNm]	1125.00	0.00	1125.00
Tb [kN]	0.00	0.00	0.00
TI [kN]	24.00	25.00	49.00
H [kN]	24.00	25.00	49.00

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	148 di 164

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 20.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 16.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 0.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 30.00 \quad (^\circ)$$

Valori di progetto

$$c' = 0.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 24.79 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 20.00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.21 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 1.00 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 19.07 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 42.00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 16.00 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$$N_q = 10.43$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 20.42$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 10.56$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B^* N_q / (L^* N_c)$$

$$s_c = 1.03$$

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

$$s_q = 1.02$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.98$$

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	149 di 164

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.95 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.05 \quad m = 1.05 \quad (-)$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e
 $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

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

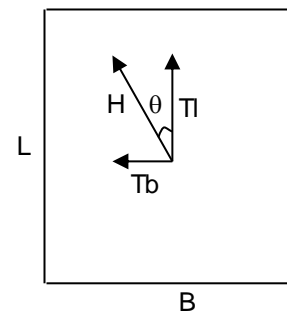
$$i_q = 0.99$$

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

$$i_c = 0.99$$

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

$$i_\gamma = 0.98$$



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

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

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

$$d_q = 1.35$$

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

$$d_c = 1.39$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

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

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	150 di 164

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

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

$$g_q = \quad 1.00$$

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

$$g_c = \quad 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = \quad 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = \quad 681.35 \quad (\text{kN/m}^2) \quad R3 \quad 2.30$$

$$q_{rd} = \quad 296 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = \quad 276.56 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = q_{lim} / q = \quad 2.46 \quad \text{OK}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

$$H_d = \quad 49.00 \quad (\text{kN})$$

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

$$S_d = \quad 2436.42 \quad (\text{kN})$$

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento

$$F_{scorr} = \quad 49.72 \quad \text{OK}$$

9.15 Armatura longitudinale

Per l'armatura longitudinale è stato adottato un valore minimo pari al 20% dell'armatura trasversale.

9.16 Incidenza armatura

I valori delle incidenze di armatura lenta sono indicati nella seguente tabella:

- Soletta = **175 kg/m³**;
- Piedritti = **130 kg/m³** ;
- Fondazione = **120 kg/m³**.

Come previsto dall' Eurocodice (UNI EN 1992-1-1) per le piastre a portanza unidirezionale si raccomanda di prevedere un'armatura secondaria in quantità non minore del 20% dell'armatura principale.

Pertanto nel calcolo è stato considerato un incremento del 15% per tener conto della presenza di legature, spille e sovrapposizioni. Si incrementa l'incidenza dell'armatura con 20 kg/m³ per tener conto dei distanziatori.

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	152 di 164

Geometria scatolare

Piedritti		Ferri di piedritti (per m di scatolare)				
H _{sez1}	1.5 m		φ	A	n° barre	peso
H _{sez2}	0 m		mm	m ²	-	kg/m
B _{sez}	1 m					
L _{sez1}	10.3 m	Lati interni, arm. verticale	28	0.000616	10	497.866
L _{sez2}	0 m	Lato esterni arm. verticale	28	0.000616	10	497.866
Vol. per m di elemento	15.45 m ³	Lato interni, arm. orizzontale	16	0.000201	69	108.905
Idennità di legature	0.15	Lato esterni arm. orizzontale	16	0.000201	69	108.905
		Staffe	12	0.000113	160	241.536
		Incidenza paramento				108.31 kg/m³
Soletta di copertura		Ferri di Soletta di copertura (per m di scatolare)				
H _{sez}	1.2 m		φ	A	n° barre	peso
B _{sez}	1 m		mm	m ²	-	kg/m
L _{sez}	15.74 m					
Vol. per m da elemento	18.888 m ³	Zona tesa, arm. long.	28	0.000616	14	1065.144
Idennità di legature	0.15	Zona compressa, arm long.	28	0.000616	10	760.817
		Zona tesa, arm. orizzontale	18	0.000254	104	207.748
		Zona compressa, arm. orizzonta	18	0.000254	104	207.748
		Uncini	10	7.85E-05	80	268.317
		Incidenza Soletta di cop.				152.81 kg/m³
Soletta di fondazione		Ferri di Soletta di fondazione (per m di scatolare)				
H _{sez}	1.5 m		φ	A	n° barre	peso
B _{sez}	1 m		mm	m ²	-	kg/m
L _{sez}	15.74 m					
Vol. per m di elemento	23.61 m ³	Zona tesa, arm. long.	28	0.000616	10	760.817
Peso acciaio	7850 kg/m ³	Zona compressa, arm long.	28	0.000616	10	760.817
Idennità di legature	0.15	Zona tesa, arm. orizzontale	16	0.000201	105	165.725
		Zona compressa, arm. orizzonta	16	0.000201	105	165.725
		Uncini	12	0.000113	30	176.853
		Incidenza Soletta di fond.				98.87 kg/m³



RADDOPPIO CESANO - VIGNA DI VALLE - PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO – GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	GA0100 001	B	163 di 164

SLU_GEO	1	DEAD	G2_Mareggiadi	G2_Pavimentazione	G2_Impianti	G2_Scivola	G2_Sovraccarico pend	G2_Ballast	Q_Lr_S1_C1	Q_Lr_S1_C2	Q_Lr_S1_C3	Q_Lr_S1_C2_ober	Q_Lr_S1_C2_ober	Q_Lr_S1_C3_ober	Q_Lr_S1_C1_Ruota_IN	Q_Lr_S1_C2_Ruota_IN	Q_Lr_S1_C3_Ruota_IN	Q_Lr_S1_C1_Ruota_IN	Q_Lr_S1_C2_Ruota_IN	Q_Lr_S1_C3_Ruota_IN	Q_Lr_S2	Q_Lr_S2_INC	Q_Lr_S5_folla	Q_Lr_Fenotr	Q_Temp_Uni+	Q_Temp_Uni-	Q_Temp_Farfalla+	Q_Temp_Farfalla-	Q_Rifiro	Q_Vento_Parete_Sopr	Q_Vento_Parete_Sott	Q_Vento_Soletta	Q_Vento_Velicoli	Q_Lm_S	Q_Lm_D	Siema_SIV_V	Siema_SIV_H																								
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62
SLU_GEO_GR_1_s1_1	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	

SLU_GEO_GR_1_s1_16	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90
--------------------	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----

SLU_GEO_GR_1_s1_31	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100	101	102	103	104	105	106	107	108	109	110	111	112	113	114	115	116	117	118	119	120
--------------------	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

