

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP: J64H17000140001

U.O. INFRASTRUTTURE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO - MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO

OPERE IDRAULICHE DI ATTRAVERSAMENTO

Relazione di calcolo opere idrauliche di attraversamento 3/3

SCALA:

-

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

N B 1 R 0 2 D 2 6 C L I D 0 0 0 0 0 0 3 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	F. Serrau 	Marzo 2020	N. Carella 	Marzo 2020	M. Berlingieri 	Marzo 2020	A. Perego Marzo 2020

File: NB1R02D26CLID000003A

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	5
2	SCOPO DEL DOCUMENTO	5
3	RIFERIMENTI NORMATIVI	7
3.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
3.2	DOCUMENTI CORRELATI	8
4	MATERIALI	9
5	DESCRIZIONE DELL'OPERA – Ø100.....	10
5.1	MODELLO DI CALCOLO	11
5.2	ANALISI DEI CARICHI.....	14
5.2.1	<i>Peso proprio</i>	14
5.2.2	<i>Sovraccarico permanente</i>	14
5.2.3	<i>Spinta del ballast + spinta del terreno</i>	14
5.2.4	<i>Spinta orizzontale falda</i>	16
5.2.5	<i>Sottospinta idraulica su soletta inferiore</i>	16
5.2.6	<i>Carichi variabili</i>	16
5.2.7	<i>Azioni climatiche</i>	20
5.2.8	<i>Azioni sismiche</i>	22
5.3	CARICHI ELEMENTARI E LORO COMBINAZIONI	34
5.4	VERIFICHE	42
5.4.1	<i>Risultati analisi strutturale</i>	42
5.4.2	<i>Verifiche strutturali</i>	47
5.5	INCIDENZA ARMATURA.....	80
6	DESCRIZIONE DELL'OPERA – Ø120.....	84
6.1	MODELLO DI CALCOLO	85

6.2	ANALISI DEI CARICHI.....	88
6.2.1	<i>Peso proprio</i>	88
6.2.2	<i>Sovraccarico permanente</i>	88
6.2.3	<i>Spinta del ballast + spinta del terreno</i>	88
6.2.4	<i>Spinta orizzontale falda</i>	90
6.2.5	<i>Sottospinta idraulica su soletta inferiore</i>	90
6.2.6	<i>Carichi variabili</i>	90
6.2.7	<i>Azioni climatiche</i>	94
6.2.8	<i>Azioni sismiche</i>	96
6.3	CARICHI ELEMENTARI E LORO COMBINAZIONI.....	108
6.4	VERIFICHE.....	116
6.4.1	<i>Risultati analisi strutturale</i>	116
6.4.2	<i>Verifiche strutturali</i>	121
6.5	INCIDENZA ARMATURA.....	154
7	DESCRIZIONE DELL'OPERA – Ø150.....	157
7.1	MODELLO DI CALCOLO.....	158
7.2	ANALISI DEI CARICHI.....	161
7.2.1	<i>Peso proprio</i>	161
7.2.2	<i>Sovraccarico permanente</i>	162
7.2.3	<i>Spinta del ballast + spinta del terreno</i>	162
7.2.4	<i>Spinta orizzontale falda</i>	163
7.2.5	<i>Sottospinta idraulica su soletta inferiore</i>	163
7.2.6	<i>Carichi variabili</i>	163
7.2.7	<i>Azioni climatiche</i>	167
7.2.8	<i>Azioni sismiche</i>	169
7.3	CARICHI ELEMENTARI E LORO COMBINAZIONI.....	181

7.4	VERIFICHE	189
7.4.1	<i>Risultati analisi strutturale</i>	189
7.4.2	<i>Verifiche strutturali</i>	194
7.5	INCIDENZA ARMATURA.....	227

1 PREMESSA

Nell'ambito dell'Appalto 2 degli interventi di raddoppio della linea ferroviaria Lecco-Brescia nella tratta fra Ponte S.Pietro, Bergamo e Montello è prevista la realizzazione dei muri di recinzione della sede ferroviaria.

2 SCOPO DEL DOCUMENTO

Scopo del presente documento è quello di verificare le opere di attraversamento minori presenti lungo la linea ferroviaria.

NOTA:

In questa fase cautelativamente i tratti stradali degli scatolari vanno armati come i tratti sotto binario.

La relazione comprende le verifiche delle opere di dimensioni nette interne:

- Circolare Ø1500

Attraversamento	Prog km	tipologia	n canne	Altezza attraversamento/Diametro		Pendenza minima di progetto	Quota intradosso manufatto		PF-QUOTA INTRADOSO
				larghezza attraversamento/Diametro	m		m sim	m	
IN02	1+342,422	CIRCOLARE	1	1.50	1.50	0.006	217	2.24	
IN04	1+463,043	SCATOLARE	2	2.00	1.50	0.010	236.86	1.47	
IN05	1+701,095	CIRCOLARE	1	1.50	1.50	0.007	235.77	1.23	
IN06	2+363,609	CIRCOLARE	1	1.50	1.50	0.029	240.48	2.62	
IN07	2+737,513	SCATOLARE	1	1.50	1.20	0.002	231.72	1.2	
IN08	3+261,776	SCATOLARE	1	2.00	1.20	0.004	232.05	2.99	
IN09	3+335,391	Ponte a travi incorporate con luce 7m per scavalcare completamente la sezione tra		7.00	3.00	0.003			
IN10	3+721,206	scatolare	1	4.00	2.00	0.003	233.14	2.68	
IN11	4+196,751	NESSUN INTERVENTO					0	0	
IN12	5+167,167	NESSUN INTERVENTO					0	0	

- Circolare Ø1000
- Circolare Ø1200

	Prog km	tipologia	Dimensioni attraversamento progetto B x H m	N CANNE	Pendenza minima di progetto m/m	Quota intradosso manufatto m slm	PF-QUOTA INTRADOSSO m
IN51	2+218,217	CIRCOLARE	1.50	1	0.0080	231.45	1.52
IN52	2+460,081	CIRCOLARE	1.00	1	0.0080	230.19	2.27
IN53	2+690,251	CIRCOLARE	1.00	1	0.0020	231.23	1.53
IN54	2+728,009	CIRCOLARE	1.00	1	0.0020	231.69	1.20
IN55	2+781,412	CIRCOLARE	1.00	1	0.0050	231.59	1.50
IN56	2+813,890	CIRCOLARE	1.00	2	0.0020	231.64	1.58
IN57	2+852,373	CIRCOLARE	1.00	1	0.0300	232.05	1.32
IN58	2+887,775	CIRCOLARE	1.00	1	0.0020	231.11	2.40
IN59	2+991,047	CIRCOLARE	1.00	1	0.0020	231.92	2.04
IN60	3+034,194	CIRCOLARE	1.00	1	0.0079	231.67	2.42
IN61	3+058,857	CIRCOLARE	1.00	1	0.0033	231.80	2.38
IN62	3+098,165	CIRCOLARE	1.00	1	0.0172	231.90	2.43
IN63	3+177,721	CIRCOLARE	1.00	1	0.0046	231.97	2.75
IN64	3+875,220	CIRCOLARE	1.00	1	0.0080	233.60	1.59
IN65	3+951,233	CIRCOLARE	1.00	1	0.0080	233.10	2.07
IN66	3+974,579	CIRCOLARE	1.20	1	0.0080	232.60	2.57
IN67	4+040,437	CIRCOLARE	1.20	1	0.0080	233.65	1.69
IN68	4+107,613	CIRCOLARE	1.00	1	0.0080	233.40	2.29

NOTA: L'interferenza con barriere antirumore e muri di recinzione è risolta con opportuni scavalchi, oggetto delle relazioni NB1R02D26CLRI0000 004, -005, -006.

Il posizionamento in funzione della luce totale L (dato dalla dimensione estera del tombino) è il seguente:

Opera di scavalco per Barriere Antirumore:

- Luce: $L \leq 2.90$ m → modulo BS125/450 con spalle fondate su micropali.
- Luce: $2.90 < L \leq 5.30$ m → modulo BS125/750 con spalle fondate su micropali.

Opera di scavalco per Muro di recinzione:

- Luce: $L \leq 2.26$ m → scavalco con una nicchia ricavata inferiormente, spalle fondate su pali
- Luce: $L > 2.26$ m → scavalco con ancoraggio sulla copertura del sottoattraversamento, opportunamente ispessita.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO					
	RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO					
OPERE IDRAULICHE DI ATTRAVERSAMENTO RELAZIONE DI CALCOLO 3/3	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLID0000003	REV. A	FOGLIO 7 di 229

3 RIFERIMENTI NORMATIVI

3.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore e nel seguito elencate:

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica;
- D.M. del 17.01.2018 “Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni” (NTC 2018);
- Circolare del 21.01.2019 contenente le istruzioni per le l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. del 17.01.2018;
- UNI EN 206:2016 – “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- UNI EN 11104:2016 – “Calcestruzzo - Specificazione. prestazione. produzione e conformità - Specificazioni complementari per l’applicazione della EN 206;
- EN 1991-2:2003/AC:2010 “Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 2: carichi da traffico sui ponti”.
- EN 1992-1 “Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per edifici”.
- EN 1992-1 “Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo - Parte 2: ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi”.
- EN 1997-1 “Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica- Parte 1: Regole generali”.
- UNI EN 1998-1:2013 “Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1998-5:2005 “Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- Manuale di progettazione delle opere civili RFI parte II – sezione 2 – “Ponti e strutture” - RFI DTC SI PS MA IFS 001 C.
- Manuale di progettazione delle opere civili RFI parte II – sezione 3 – “Corpo stradale” - RFI DTC SI PS MA IFS 001 C.
- RFI DTC SI SP IFS 001 C – “Capitolato Generale di Appalto delle Opere Civili”.
- UIC CODE 777-2R “Structures built over railway lines-Construction requirements in the track zone”
- Norme STI
- 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, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019; Legge. 2 febbraio 1974, n. 64. Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- Regolamento (UE) N. 1300/2014/UE Specifiche Tecniche di Interoperabilità per l’accessibilità del sistema ferroviario dell’Unione europea per le persone con disabilità e le persone a mobilità ridotta del 18/11/2014, modificato con il Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/772 della Commissione del 16

OPERE IDRAULICHE DI ATTRAVERSAMENTO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLID0000003	A	8 di 229

RELAZIONE DI CALCOLO 3/3

maggio 2019;

- Regolamento (UE) N° 1303/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alla specifica tecnica di interoperabilità concernente la “sicurezza nelle gallerie ferroviarie” del sistema ferroviario dell’Unione europea, rettificato dal Regolamento (UE) 2016/912 del 9 giugno 2016 e modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019
- Regolamento UE N. 1301/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «Energia» del sistema ferroviario dell’Unione europea, modificato dal Regolamento di Esecuzione (UE) 2018/868 del 13 giugno 2018 e dal successivo Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019
- Regolamento (UE) N. 2016/919 della Commissione del 27 maggio 2016 relativo alla specifica tecnica di interoperabilità per i sottosistemi "controllo-comando e segnalamento" del sistema ferroviario nell'Unione europea modificata con la Rettifica del 15 giugno 2016 e dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;
- REGOLAMENTO DI ESECUZIONE (UE) 2019/772 DELLA COMMISSIONE del 16 maggio 2019 che modifica il regolamento (UE) n. 1300/2014 per quanto riguarda l'inventario delle attività al fine di individuare le barriere all'accessibilità, fornire informazioni agli utenti e monitorare e valutare i progressi compiuti in materia di accessibilità.
- REGOLAMENTO DI ESECUZIONE (UE) 2019/776 DELLA COMMISSIONE del 16 maggio 2019 che modifica i regolamenti (UE) n. 321/2013, (UE) n. 1299/2014, (UE) n. 1301/2014, (UE) n. 1302/2014, (UE) n. 1303/2014 e (UE) 2016/919 della Commissione e la decisione di esecuzione 2011/665/UE della Commissione per quanto riguarda l'allineamento alla direttiva (UE) 2016/797 del Parlamento europeo e del Consiglio e l'attuazione di obiettivi specifici stabili nella decisione delegata (UE) 2017/1471 della Commissione.

3.2 DOCUMENTI CORRELATI

I documenti correlati risultano:

7	OPERE IDRAULICHE DI ATTRAVERSAMENTO														
87	Relazione di calcolo opere idrauliche di attraversamento 1/3	-	1	NB1R	0 2	D 26	CL	ID	0 0 0 0	001	A				
88	Relazione di calcolo opere idrauliche di attraversamento 2/3	-	1	NB1R	0 2	D 26	CL	ID	0 0 0 0	002	A				
89	Relazione di calcolo opere idrauliche di attraversamento 3/3	-	1	NB1R	0 2	D 26	CL	ID	0 0 0 0	003	A				
90	Carpenteria opere idrauliche di attraversamento Tav. 1/5	1:50	1	NB1R	0 2	D 26	BB	RI	0 0 0 3	001	A				
91	Carpenteria opere idrauliche di attraversamento Tav. 2/5	1:50	1	NB1R	0 2	D 26	BB	RI	0 0 0 3	002	A				
92	Carpenteria opere idrauliche di attraversamento Tav. 3/5	1:50	1	NB1R	0 2	D 26	BB	RI	0 0 0 3	003	A				
93	Carpenteria opere idrauliche di attraversamento Tav. 4/5	1:50	1	NB1R	0 2	D 26	BB	RI	0 0 0 3	004	A				
94	Carpenteria opere idrauliche di attraversamento Tav. 5/5	1:50	1	NB1R	0 2	D 26	BB	RI	0 0 0 3	005	A				
95	Tipologico sistemazioni idrauliche	varie	1	NB1R	0 2	D 26	BZ	RI	0 0 0 3	001	A				
96	Sezioni scatoriali e particolari	varie	1	NB1R	0 2	D 26	BZ	RI	0 0 0 3	002	A				

4 MATERIALI

Calcestruzzo C 30 / 37

Resistenza cilindrica caratteristica:

$$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 30.71 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza di calcolo a compressione semplice: $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_m$,

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_m = 17.40 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

$$\gamma_m = 1.5$$

Resistenza di calcolo a trazione semplice:

$$f_{ctk} = 2.01 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_m = 1.34 \text{ N/mm}^2$$

Modulo elastico:

$$E_c = 33019 \text{ N/mm}^2$$

Densità di Massa:

$$\rho = 25 \text{ kN/m}^3$$

Coefficiente di Espansione Termica:

$$\alpha = 1.00 \times 10^{-5} \text{ m/}^\circ\text{C}$$

Acciaio da cemento armato normale: B450C

controllato in stabilimento.

tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$

resistenza di calcolo dell'acciaio: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ dove $\gamma_s = 1.15 = 391 \text{ N/mm}^2$

Modulo di elasticità: $E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$

5 DESCRIZIONE DELL'OPERA – Ø100

Il tombino presenta dimensioni nette interne di 1.16x1.16m e sottopassa la linea ferroviaria in retto.

Lo spessore della soletta superiore è pari a 0.22m, quello dei piedritti è di 0.22m mentre per il solettone di fondo è pari a 0.22m.

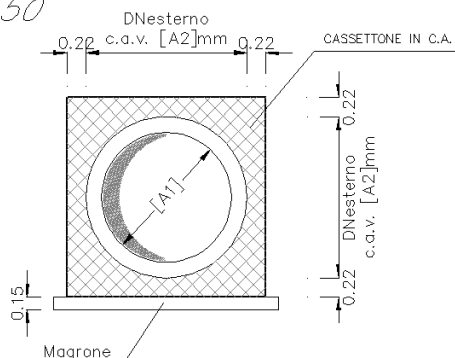
Il dimensionamento è il risultato dello studio effettuato su una struttura piana che descrive una striscia larga 1.00m.

Il ricoprimento, ovvero la distanza tra la quota del piano ferro e l'estradosso della soletta superiore, è pari a circa 1.60m.

Il manufatto è costituita da una struttura scatolare in conglomerato cementizio armato gettato in opera.

L'opera ricade in zona sismica, pertanto saranno applicate le azioni di rito previste dalla norma così come riportato nei capitoli successivi.

*SEZIONE TIPO G-G
scala 1:50*



Opera	[A1]	[A2]	[B]	LATO NORD	LATO SUD
IN51	1.50	1.72	0.60	-	Muro recinzione e BA (Tipo H2)
IN52	1.00	1.16	0.40	-	BA (Tipo H2)
IN53	1.00	1.16	0.40	-	Muro recinzione e BA (Tipo H3)
IN54	1.00	1.16	0.40	-	Muro recinzione e BA (Tipo H3)
IN55	1.00	1.16	0.40	-	BA (Tipo H3)
IN56	2x1.00	1.16	0.40	-	BA (Tipo H3)
IN57	1.00	1.16	0.40	-	BA (Tipo H3)
IN58	1.00	1.16	0.40	-	BA (Tipo H3)
IN59	1.00	1.16	0.40	-	BA (Tipo H3)
IN60	1.00	1.16	0.40	-	BA (Tipo H3)
IN61	1.00	1.16	0.40	-	BA (Tipo H3)
IN62	1.00	1.16	0.40	-	BA (Tipo H3)
IN63	1.00	1.16	0.40	-	BA (Tipo H3)
IN64	1.00	1.16	0.40	-	-
IN65	1.00	1.16	0.40	Muro recinzione	-
IN66	1.20	1.40	0.50	Muro recinzione	-
IN67	1.20	1.40	0.50	Muro recinzione	-
IN68	1.00	1.16	0.40	Muro recinzione	-

Fig. 1 Sezione trasversale circolare in c.a. dimensione Ø100

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>PROGETTO DEFINITIVO</p> <p>RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO</p>					
	<p>OPERE IDRAULICHE DI ATTRAVERSAMENTO</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO 3/3</p>	<p>COMMESSA</p> <p>NB1R</p>	<p>LOTTO</p> <p>02</p>	<p>CODIFICA</p> <p>D 26</p>	<p>DOCUMENTO</p> <p>CLID0000003</p>	<p>REV.</p> <p>A</p>

5.1 MODELLO DI CALCOLO

Come modello di calcolo (si vedano le figure successive) si è assunto lo schema statico di telaio chiuso analizzato attraverso un'analisi elastico-lineare attraverso il programma di calcolo agli elementi finiti SAP2000 v.21 (Computers and Structures®).

La mesh (si vedano le figure seguenti) è composta da 15 beam elements e da 15 nodi. Tale telaio viene descritto attraverso le linee d'asse delle singole membrature e pertanto, le aste del modello avranno lunghezza pari alla dimensione netta interna maggiorate della metà degli spessori delle aste adiacenti.

L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi statici.

Il suolo viene modellato facendo ricorso all'usuale artificio delle molle elastiche alla Winkler:

$$K_v = 10\,000 \text{ kN/m}^3$$

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

$$K_{\text{centrale}} = K_v * (L_p/2 + L_{\text{int}} + L_p/2) / 10$$

$$K_{\text{centrale}} = 10000 * (0.22/2 + 1.16 + 0.22/2) / 10$$

$$K_{\text{centrale}} = 1380 \text{ kN/m}$$

I valori delle molle di spigolo si ottengono con la seguente formulazione:

$$K_3 = K_1 = 2 * K_v * [(L_p/2 + L_{\text{int}} + L_p/2) / 10/2 + (L_p/2)]$$

$$K_3 = K_1 = 2 * 10000 * [(0.22/2 + 1.16 + 0.22/2) / 10/2 + (0.22/2)]$$

$$K_3 = K_1 = 3580$$

ed infine in valori delle molle nei nodi 5,6,12 e 13 come da letteratura si assumono:

$$K_8 = K_9 = K_{17} = K_{18} = 1.5 * K_{\text{centrale}}$$

$$K_8 = K_9 = K_{17} = K_{18} = 1.5 * 1380$$

$$K_8 = K_9 = K_{17} = K_{18} = 2070 \text{ kN/m}$$

Agli effetti delle caratteristiche geometriche delle varie aste si è quindi assunto:

-una sezione rettangolare $b \times h = 1.00 \times 0.22 \text{ m}$ per la soletta superiore

-una sezione rettangolare $b \times h = 1.00 \times 0.22 \text{ m}$ per la soletta di fondazione

-una sezione rettangolare $b \times h = 1.00 \times 0.22$ m per i piedritti

Per le aste del reticolo si è assunto:

$E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3} = 33019$ MPa ; modulo elastico del cls ($R_{ck} = 37$ N/mm²)

Lo schema statico della struttura e la relativa numerazione dei nodi e delle aste sono riportati nelle figure 7, 8.

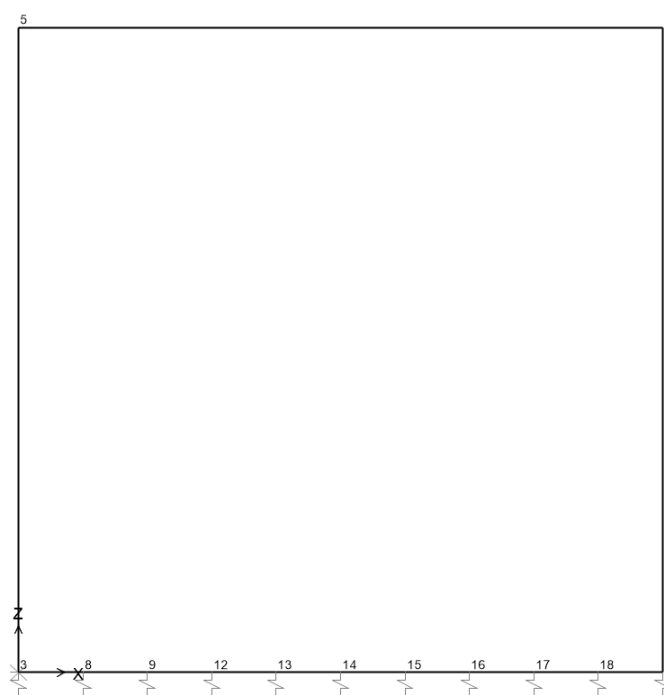


Fig. 2 – Numerazione nodi

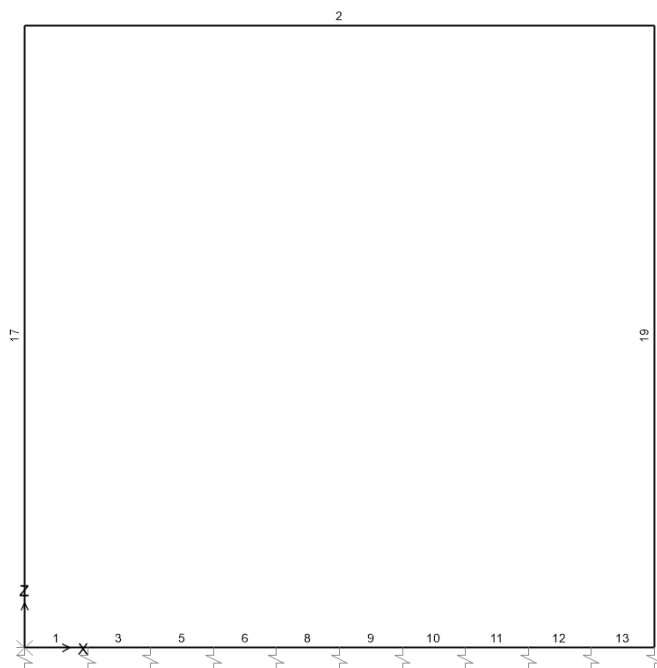


Fig. 3 – Numerazione aste

Il modello numerico è realizzato spezzando gli elementi frame dei piedritti e delle solette con dei nodi posti ad una distanza pari al semispessore delle solette per i piedritti e pari al semispessore dei piedritti per le due solette. Questo perché si andrà a leggere i valori del taglio e del momento in punti diversi del modello: il taglio nelle solette è infatti computato in corrispondenza delle facce interne dei piedritti al fine di considerare il reale spessore del nodo mentre il momento è computato in asse agli elementi convergenti, quindi in corrispondenza dei nodi tra gli elementi frame.

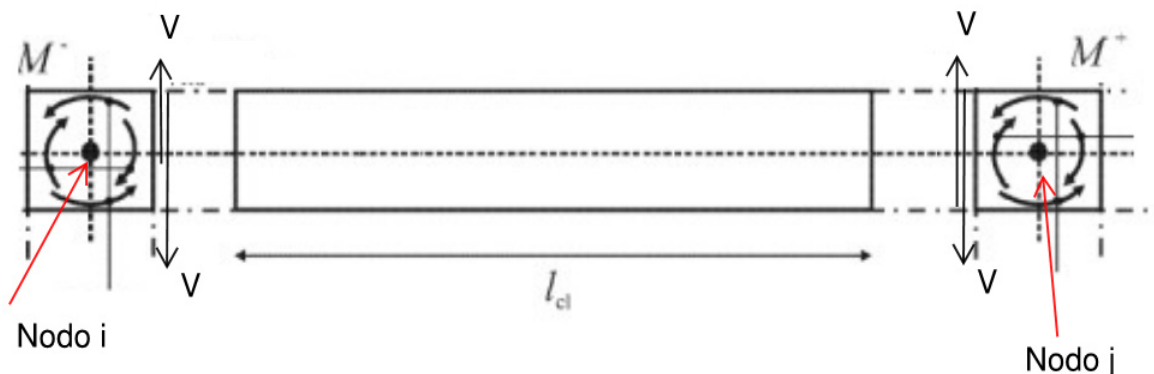


Fig. 4 - Rappresentazione dei punti di calcolo delle sollecitazioni

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO					
	OPERE IDRAULICHE DI ATTRAVERSAMENTO RELAZIONE DI CALCOLO 3/3	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLID0000003	REV. A

5.2 ANALISI DEI CARICHI

Si riportano di seguito le caratteristiche geometriche e di carico impiegate nel modello di calcolo.

Geometriche scatolare

Altezza (misura netta interna)	h	=	1.16
Larghezza (misura netta interna)	l	=	1.16
Lunghezza concio	L	=	1.00
Profondità della striscia di telaio	b	=	1.00
Spessore soletta inferiore	Si	=	0.22
Spessore dei ritzi	Sp	=	0.22
Spessore soletta superiore	Ss	=	0.22

Dati relativi al rilevato ferroviario

Ricoprimento (escluso il ballast)	sr	=	1.65
Peso per unità di volume ricop./ril.	γ	=	19.00
Spessore massetto pendenze	sm	=	0.05
Peso per unità di volume	γ	=	24.00
Peso ballast	γ	=	18.00
Spessore armamento(compresa traversina)	s	=	0.80
Larghezza della traversina	L _{tr}	=	2.40
Lunghezza traversina	L _{long}	=	0.25

5.2.1 *Peso proprio*

Il peso proprio è stato considerato ponendo il peso per unità di volume del calcestruzzo armato pari a $\gamma = 25.00 \text{ kN/m}^3$

5.2.2 *Sovraccarico permanente*

Sul solettone superiore si considera uno spessore di ricoprimento (escluso il ballast) di 1.65m con $\gamma_{ric} = 19.00 \text{ kN/m}^3$ ed uno spessore del massetto delle pendenze $s_b = 0.05 \text{ m}$ con peso per unità di volume $\gamma_b = 24.00 \text{ kN/m}^3$

- Ballast e armamento: $0.80 \text{ m} \times 18.00 \text{ kN/m}^3 = 14.40 \text{ kN/m}^2$;
- Ricoprimento $1.65 \text{ m} \times 19.00 \text{ kN/m}^3 = 31.35 \text{ kN/m}^2$;
- Massetto delle pendenze $0.05 \text{ m} \times 24.00 \text{ kN/m}^3 = 1.20 \text{ kN/m}^2$;

5.2.3 *Spinta del ballast + spinta del terreno*

Sul solettone superiore si considera uno spessore di ballast compresa la traversina pari a $s_{ball,min} = 0.80 \text{ m}$ con peso di unità di volume $\gamma_{bal} = 18.00 \text{ kN/m}^3$.

La spinta del terreno viene considerata in regime di spinta a riposo con:

Terreno ai lati dello scatolare

peso per unità di volume	γ	19.00
angolo d'attrito	ϕ	35.00
k_0	k_0	0.4264

Le spinte del terreno di rinfianco vengono calcolate assumendo alternativamente uno scenario di spinta non equilibrata sui due piedritti con spinta a riposo sul piedritto sinistro e spinta a riposo ridotta a 0.60 sul piedritto destro. In aggiunta, si considera anche la condizione di carico con spinte equilibrate su entrambi i piedritti. La spinta in condizioni di esercizio viene calcolata con il coefficiente di spinta a riposo k_0 .

$$\sigma = \gamma z K_0 + p_v K_0$$

$$S = 1/2 \gamma H^2 K_0 + p_v K_0 H$$

Spinta del terreno (Condizioni *SPTSX* e *SPTDX*)

- $K_0 = 1 - \tan(\phi) = 1 - \tan(35) = 0.4264$
- Pressione in corrispondenza della quota di estradosso della soletta superiore:
 $P_1 = 0.4264 * (0.80 * 18.00 + 1.65 * 19 + 0.05 * 24) = 20.00 \text{ kN/m}^2$
- Pressione in asse alla soletta superiore:
 $P_2 = P_1 + 0.4264 * (0.22/2 * 19.00) = 20.90 \text{ kN/m}^2$
- Pressione in asse alla soletta inferiore:
 $P_3 = P_2 + 0.4264 * 19.00 * (0.22/2 + 1.16 + 0.22/2) = 32.08 \text{ kN/m}^2$
- Pressione in corrispondenza della quota di estradosso della soletta inferiore:
 $P_4 = P_3 + 0.4264 * 0.22/2 * 19.00 = 32.98 \text{ kN/m}^2$
- Spinta sul semispessore della soletta superiore:
 $F_1 = (P_1 + P_2) * (0.22/2) / 2 = 2.25 \text{ kN/m}$
- Spinta sul semispessore della soletta inferiore:
 $F_2 = (P_3 + P_4) * (0.22/2) / 2 = 3.58 \text{ kN/m}$

Sui piedritti è stato applicato un carico concentrato simulante la spinta sul semi-spessore della soletta superiore ed inferiore, pari a:

$$F_1 = (P_1 + P_2) \times sp/2 = 2.25 \text{ kN/m}$$

$$F_2 = (P_3 + P_4) \times sp/2 = 3.58 \text{ kN/m}$$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO					
	OPERE IDRAULICHE DI ATTRAVERSAMENTO RELAZIONE DI CALCOLO 3/3	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLID0000003	REV. A

5.2.4 Spinta orizzontale falda

Assente.

5.2.5 Sottospinta idraulica su soletta inferiore

Assente.

5.2.6 Carichi variabili

5.2.6.1 Coefficiente di incremento dinamico

Si considera il caso di portale a luce singola, per il quale vale la seguente espressione:

$$L_m = \frac{1}{n} \times (L_1 + L_2 + L_3)$$

in cui $n=3$.

Considerando le linee d'asse risulta:

$L_1 = 1.38$ m altezza piedritto di sinistra

$L_2 = 2.40$ m lunghezza solettone

$L_3 = 1.38$ m altezza piedritto di destra

$L_{\square} = k \times L_m = 2.24$ m con $k = 1.3$.

Per il calcolo del coefficiente dinamico Φ si fa riferimento alla tabella 5.2.II del DM18:

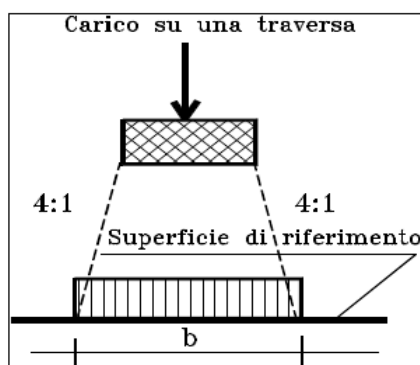
<p>5.4 Solette ed altri elementi di scatolari per uno o più binari (sottovia di altezza libera $\leq 5,0$ m e luce libera $\leq 8,0$ m).</p> <p>Per gli scatolari che non rispettano i precedenti limiti vale il punto 5.3, trascurando la presenza della soletta inferiore e considerando un coefficiente riduttivo del Φ pari a 0,9, da applicare al coefficiente Φ</p>	$\Phi_2 = 1,20; \Phi_3 = 1,35$
--	--------------------------------

$$\Phi_3 = 0.9 \times \left(\frac{2.16}{\sqrt{L_{\Phi}} - 0.2} + 0.73 \right) = 2.16$$

essendo $L < 8\text{m}$ ed $h < 5\text{m}$ si assume invece il valore:

$$\phi = 1.350$$

5.2.6.2 Larghezza di diffusione trasversale



La diffusione dei carichi attraverso il ballast avviene con pendenza 1:4 mentre, attraverso il resto degli strati dei diversi materiali con pendenza 1:1.

$LT = \text{larghezza traversina} = 2.40 \text{ m}$

$h_{\text{Ballast sotto la traversina}} = 0.50 \text{ m}$

$h_{\text{soletta}} = 0.22 \text{ m}$

$h_{\text{massetto delle pendenze}} = 0.05 \text{ m}$

Larghezza di diffusione in direzione trasversale B_{tr} :

$$B_{tr} = LT + 2x(h_{\text{ballast}}/4 + h_{\text{massetto delle pendenze}}/2 + h_{\text{soletta}}/2) = 2.40 + 2 \times [0.50/4 + 0.05/2 + 0.22/2] = 2.92 \text{ m}$$

NOTA: Lo spessore del rilevato sopra il tombino ($sp = 1.65\text{m}$) non sarà considerato nel calcolo della distribuzione trasversale dell'azione ferroviario, così risultando in un calcolo cautelativo.

5.2.6.3 Sovraccarichi mobili

5.2.6.3.1 Treno di carico LM71

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE "α"	
	PONTI CAT. "A"	PONTI CAT. "B"
LM 71	1.1	0.83
SW / 0	1.1	0.83
SW / 2	1.0	0.83

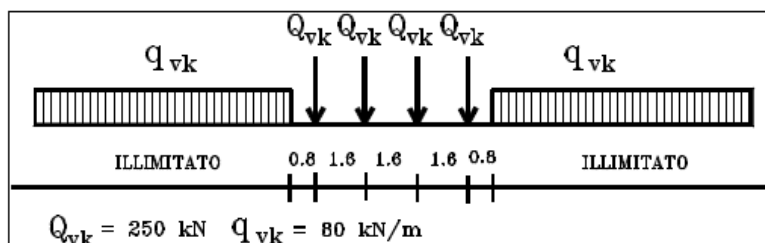


Fig. 1 – Treno di carico LM71

Larghezza di diffusione in direzione longitudinale b_2 :

$$B_{\text{long.}} = 1.60 \times 3 + 2 \times [0.50/4 + 0.05/2 + 0.22/2] = 5.32 \text{ m}$$

Il carico ripartito dovuto al treno LM71 (considerando il coefficiente di adattamento $a = 1.10$ e il coefficiente dinamico $\phi_3 = 1.35$), risulta:

Carico ripartito prodotto dalle forze concentrate:

$$Q_{vk} \text{ (a livello dell'asse della soletta)} = 4 \times 250 / (2.92 \times 5.32) \times 1.10 \times 1.35 = 95.60 \text{ kN/m}^2$$

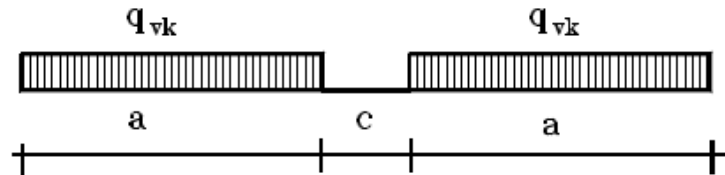
Carico ripartito prodotto dal carico distribuito:

$$q_{vk} \text{ (a livello dell'asse della soletta)} = 80 / 2.92 \times 1.10 \times 1.35 = 40.69 \text{ kN/m}^2$$

La pressione maggiore si ha in corrispondenza della porzione in cui sono applicate le forze concentrate.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO					
	OPERE IDRAULICHE DI ATTRAVERSAMENTO RELAZIONE DI CALCOLO 3/3	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLID0000003	REV. A

5.2.6.3.2 Treno di carico SW/2



Tipo di Carico	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

Fig. 2 – Treno di carico SW

$$q_{vk}=150.0 \text{ kN/m}$$

$\alpha = 1.0$: coefficiente di adattamento

$$q_{vk} \text{ (a livello dell'asse della soletta)} = 150 / 2.92 \times 1.00 \times 1.35 = 69.35 \text{ kN/m}^2$$

Nell'analisi condotta tale treno di carico non risulta dimensionante.

5.2.6.4 Spinta del sovraccarico accidentale sul rilevato (SPACC)

Per considerare la presenza di un sovraccarico da traffico gravante a tergo, si considera un carico uniformemente distribuito. Il valore della spinta risultante al metro è dunque pari a $S=k_0 \cdot q \cdot H$, con punto di applicazione posizionato a metà dell'altezza dell'elemento su cui insiste.

La spinta del sovraccarico a tergo del rilevato verrà considerata agente sia su un solo piedritto per massimizzare lo sbilanciamento e sia su entrambi i piedritti.

Pressione del carico accidentale sui piedritti (Condizioni SPACCSX e SPACCDX):

$$(Q_{vk} \times \alpha) / (b_1 \times b_2) \times K_0 = 4 \times 250 / (2.92 \times 5.32) \times 1.10 \times 0.4264 = 30.20 \text{ kN/m}^2$$

$$(q_{vk} \times \alpha) / (b_1 \times b_2) \times K_0 = 80 / 2.92 \times 1.10 \times 0.4264 = 12.86 \text{ kN/m}^2$$

Ai lati dello scatolare si ha un carico orizzontale uniformemente distribuito sui piedritti dovuto alla spinta del sovraccarico accidentale calcolato come $k_0 q$

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO					
	OPERE IDRAULICHE DI ATTRAVERSAMENTO RELAZIONE DI CALCOLO 3/3	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLID0000003	REV. A

Oltre ai carichi suddetti viene aggiunta, come carico concentrato nei nodi 5 e 3 (per la SPACCSX) e 7 e 1 (per la SPACCDX), la parte di sovrappinta dei carichi esercitata su 1/2 spessore della soletta sup. e su 1/2 spessore della soletta inferiore.

Carichi concentrati LM71:

Spinta semispessore sol. sup.

$$F_{5,7} = 30.20 * 0.22/2 = 3.33 \text{ kN}$$

Spinta semispessore sol. inf.

$$F_{5,7} = 30.20 * 0.22/2 = 3.33 \text{ kN}$$

Carichi ripartiti LM71:

Spinta semispessore sol. sup.

$$F_{3,1} = 12.86 * 0.22/2 = 1.42 \text{ kN}$$

Spinta semispessore sol. inf.

$$F_{3,1} = 12.86 * 0.22/2 = 1.42 \text{ kN}$$

5.2.6.5 Frenatura e avviamento

Per il carico di frenatura e avviamento viene assunto quello dovuto all'avviamento del treno LM71, moltiplicato per il coefficiente di adattamento $\alpha=1.1$, per cui si ha:

$$Q_{avv}=A_{vv} * \alpha/B_{tr} = 33.00 * 1.1/2.92 = 12.44 \text{ kN/m}^2$$

Con:

B_{tr} = lunghezza di ripartizione del carico in direzione trasversale

5.2.7 *Azioni climatiche*

5.2.7.1 Azioni termiche uniformi

Si considera una variazione termica uniforme $\Delta T = 15.00^\circ\text{C}$ sulla soletta superiore, adottando per il coefficiente di dilatazione termica un valore $\alpha = 10 \times 10^{-6}$.

5.2.7.2 Azioni termiche differenziali

Si considera una variazione termica differenziale $\Delta T = 5.00^\circ\text{C}$ sulla soletta superiore, adottando per il coefficiente di dilatazione termica un valore $\alpha = 10 \times 10^{-6}$.

5.2.7.3 Ritiro

Gli effetti del ritiro del calcestruzzo sono valutati impiegando i coefficienti indicati al punto 11.2.10.6 delle NTC2018.

La deformazione totale da ritiro è data dalla somma della deformazione per ritiro da essiccamento e della deformazione da ritiro autogeno. Il ritiro è stato applicato mediante una variazione termica equivalente pari a $\Delta T_{rit} = 8.80^\circ$.

DATA

Coefficiente di viscosità

$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 * \beta_c(t, t_0)$	1.6992	creep coefficient
$\varphi_0 = \varphi_{RH} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_0) =$	1.7190	nominal creep coefficient
φ_{RH}	1.2914	per $f_{cm} > 35$ Mpa
φ_{RH}		per $f_{cm} \leq 35$ Mpa
RH	80 [%]	
$\beta(f_{cm})$	2.7253	
$\beta(t_0)$	0.4884	
h0	220 [mm]	
Ac	22000 [cm ²]	
u	2000 [cm]	
$\beta_c(t, t_0)$	0.9885	
t	36500 [days]	
t ₀	28 [days]	
t-t ₀	36472 [days]	
β_H	728.20 TRUE	per $f_{cm} > 35$ Mpa
β_H		per $f_{cm} \leq 35$ Mpa
α_1	0.9441	
α_2	0.9837	
α_3	0.9597	
f _{cm}	38.00 [MPa]	
f _{ck}	30.00 [MPa]	

DEFORMAZIONE TOTALE DA RITIRO

$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} =$	0.0002376	deformazione totale da ritiro
$\varepsilon_{cd} =$	0.0001876	deformazione da ritiro per essiccamento
$\varepsilon_{ca} =$	0.00005	deformazione da ritiro autogeno

DEFORMAZIONE DA RITIRO PER ESSICCAMENTO

$\varepsilon_{cd\infty} = k_h * \varepsilon_{cd0}$	0.00018827	
$\varepsilon_{cd0} =$	0.00026895	appendix B for ε_{cd0}
$\alpha_{ds1} =$	4 CLS class N	
$\alpha_{ds2} =$	0.12 CLS class N	
$\beta_{RH} =$	0.7564	
$RH_0 =$	100 [%]	
$f_{cm0} =$	10 [MPa]	
$\beta_{ds}(t, t_s) =$	0.99643652	

t 36500

ts 2

DEFORMAZIONE DA RITIRO AUTOGENO

$\beta_{as}(t) =$	1
t	36500
$\varepsilon_{ca}(\infty) =$	0.00005

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

$$\Delta T_{rit} = \varepsilon_s / [(1 + \phi) \times \alpha_T] = 8.80 \text{ } ^\circ\text{C}.$$

5.2.8 Azioni sismiche

In ottemperanza al D.M. del 17.01.2018 (Norme tecniche per le costruzioni), le verifiche sono state condotte con il metodo semi-probabilistico agli stati limite.

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.

In merito alle opere scatolari di cui trattasi, nel rispetto del punto §7.9.2. delle NTC, assimilando l'opera scatolare alla categoria delle spalle da ponte, rientrando tra le opere che si muovono con il terreno (§ 7.9.2.1), si può ritenere che la struttura debba mantenere sotto l'azione sismica il comportamento elastico; queste categorie di opere che si muovono con il terreno non subiscono le amplificazioni dell'accelerazione del suolo.

Per la definizione dell'azione sismica, occorre definire il periodo di riferimento PVR in funzione dello stato limite considerato:

- la vita nominale (VN) dell'opera.
- la classe d'uso.
- il periodo di riferimento (VR) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso.

Per l'opera in esame si ha:

V_n	50
C_u	1.0
V_R	50
$T_{R,SLO}$	30
$T_{R,SLD}$	50
$T_{R,SLV}$	475
$T_{R,SLC}$	975
cat.sott.	C
cat.topog.	T1

I valori delle caratteristiche sismiche (a_g , F_0 , T_c^*) per gli stati limite di normativa sono:

Coordinate geografiche del sito:

Latitudine = 45.69035°

Longitudine = 9.67515°

- a_g → accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;
- F_0 → valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* → periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;
- S → coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_t).

Valori dei parametri a_g , F_0 , T_c per i periodi di ritorno T_R di riferimento:

T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
30	0.030	2.438	0.197
50	0.038	2.479	0.215

475	0.110	2.418	0.271
975	0.145	2.462	0.276

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO



Figura 1: Fase 1, individuazione della pericolosità del sito

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

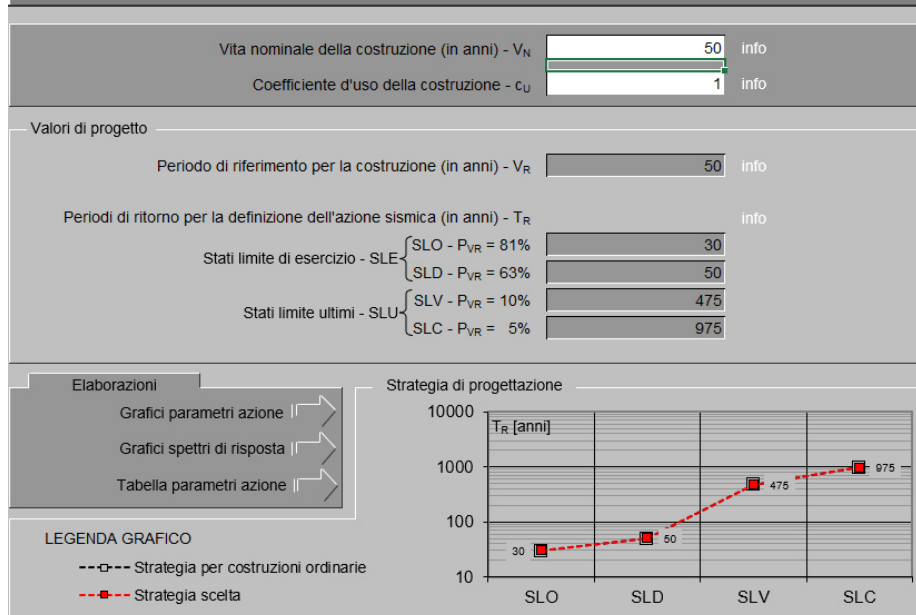


Figura 2: Fase 2, scelta della strategia di progettazione

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0.030	2.438	0.198
SLD	50	0.039	2.478	0.215
SLV	475	0.110	2.418	0.271
SLC	975	0.144	2.462	0.276

Figura 3: Valori dei parametri a_g , F_0 , T_C^* per i periodi di ritorno associati a ciascun stato limite

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.110 g
F_0	2.418
T_c	0.271 s
S_s	1.500
C_c	1.615
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.146 s
T_C	0.438 s
T_D	2.041 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)

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

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

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

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^3} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_c(T)$ 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	0.165
$T_B \leftarrow$	0.146	0.400
$T_C \leftarrow$	0.438	0.400
	0.514	0.341
	0.591	0.296
	0.667	0.263
	0.743	0.236
	0.820	0.214
	0.896	0.195
	0.972	0.180
	1.049	0.167
	1.125	0.156
	1.201	0.146
	1.278	0.137
	1.354	0.129
	1.430	0.122
	1.507	0.116
	1.583	0.111
	1.659	0.106
	1.736	0.101
	1.812	0.097
	1.888	0.093
	1.965	0.089
$T_D \leftarrow$	2.041	0.086
	2.134	0.078
	2.228	0.072
	2.321	0.066
	2.414	0.061
	2.507	0.057
	2.601	0.053
	2.694	0.049
	2.787	0.046
	2.881	0.043
	2.974	0.040
	3.067	0.038
	3.160	0.036
	3.254	0.034
	3.347	0.032
	3.440	0.030
	3.534	0.029
	3.627	0.027
	3.720	0.026
	3.813	0.025
	3.907	0.023
	4.000	0.022

Figura 4: Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo SLV

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0.039 g
F_0	2.478
T_c	0.215 s
S_s	1.500
C_c	1.744
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.125 s
T_C	0.375 s
T_D	1.754 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)

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

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

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

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

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	0.058
T_B ←	0.125	0.143
T_C ←	0.375	0.143
	0.441	0.122
	0.508	0.108
	0.572	0.094
	0.638	0.084
	0.703	0.076
	0.769	0.070
	0.835	0.064
	0.900	0.060
	0.966	0.056
	1.032	0.052
	1.097	0.049
	1.163	0.046
	1.229	0.044
	1.294	0.042
	1.360	0.040
	1.426	0.038
	1.492	0.036
	1.557	0.035
	1.623	0.033
	1.689	0.032
T_D ←	1.754	0.031
	1.861	0.027
	1.968	0.024
	2.075	0.022
	2.182	0.020
	2.289	0.018
	2.396	0.016
	2.503	0.015
	2.610	0.014
	2.717	0.013
	2.824	0.012
	2.931	0.011
	3.038	0.010
	3.144	0.010
	3.251	0.009
	3.358	0.008
	3.465	0.008
	3.572	0.007
	3.679	0.007
	3.786	0.007
	3.893	0.006
	4.000	0.006

Figura 5: Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo SLD

I suddetti parametri sono calcolati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il punto caratterizzante la posizione dell'opera utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici. Si assume un fattore di struttura $q=1$.



Figura 6: Determinazione dell'azione di progetto

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO					
	OPERE IDRAULICHE DI ATTRAVERSAMENTO RELAZIONE DI CALCOLO 3/3	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLID0000003	REV. A

I valori dei coefficienti sismici orizzontali k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \frac{a_{\max}}{g} \quad k_v = \pm 0.50 \cdot k_h$$

dove

- $a_{\max} = S_s \cdot S_t \cdot a_g$ accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- $\beta_m = 1.0$
- $g =$ accelerazione di gravità;

Essendo lo scatolare una struttura che non ammette spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume il valore unitario.

Pertanto, i due coefficienti sismici valgono:

STATO LIMITE	T_R	a_g	$S_s * S_t$	a_{\max}/g	k_h	k_v
SLO	30	0.030	1.50	0.0450	0.0450	0.0225
SLD	50	0.039	1.50	0.0585	0.0585	0.02925
SLV	475	0.110	1.50	0.1650	0.1650	0.0825
SLC	975	0.144	1.50	0.2160	0.2160	0.108

5.2.8.1 Spinta delle terre in fase sismica

Le spinte delle terre, considerando lo scatolare una struttura rigida e priva di spostamenti (par. 7.11.6.2.1 D.M. 17.01.18), sono calcolate in regime di spinta a riposo che comporta il calcolo delle spinte sismiche in tali condizioni; l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere calcolato attraverso la trattazione di WOOD valida per pareti che accettano piccoli spostamenti:

$$\Delta P_d = S \cdot a_g / g \cdot \gamma \cdot h_{\text{tot}}^2$$

e va a sommarsi alle condizioni statiche valutate in condizioni di spinta a riposo.

Il punto di applicazione della spinta che interessa lo scatolare è posto $h_{\text{cir}}/2$, con “ h_{tot} ” altezza dal piano di progetto (che si assume il livello superiore della traversina) alla fondazione dello scatolare e h_{scat} l'altezza dello scatolare.

Essendo “ ΔP_d ” la risultante globale, ed il diagramma di spinta di tipo rettangolare, è immediato ricavare la quota parte della spinta che agisce sul piedritto dello scatolare.

$$\Delta p = (a_g/g) * S_t * S_s * \gamma * H = 4,28 \quad \text{kN/m}^2 \quad \text{SLD}$$

$$\Delta p = (a_g/g) * St * Ss * \gamma * H = 12,07 \text{ kN/m}^2 \text{ SLV}$$

Oltre ai carichi suddetti viene aggiunta, come carico concentrato nei nodi 5,7 e 3,1 la parte di sovraspinta esercitata su 1/2 spessore della soletta sup. e su 1/2 spessore della soletta inferiore.

Spinta semispessore sol. sup.

$$F_{5,7} = 0,95 \text{ kN SLD}$$

$$F_{5,7} = 0,95 \text{ kN SLV}$$

Spinta semispessore sol. inf.

$$F_{3,1} = 2,66 \text{ kN SLD}$$

$$F_{3,1} = 2,66 \text{ kN SLV}$$

5.2.8.2 Sovraspinta orizzontale falda in condizioni sismiche

Assente.

5.2.8.3 Forze sismiche orizzontali e verticali

Non si considerano associate al convoglio azioni di frenatura in quanto l'azione sismica è in direzione ortogonale alla canna del sottopasso. Si considera quindi il carico **LM71** con un **coefficiente di partecipazione 0.20**.

Sisma SLD orizzontale (Condizione SISMAH)

Stato limite		Salvaguardia della vita	SLD	
Vita nominale	V _N		50	[anni]
Classe d'uso			II	
Coefficiente C _U	C _U		1,0	
Periodo di riferimento	V _R		50	[anni]
Accelerazione orizzontale	a _g /g		0,039	
Amplificazione spettrale	F ₀		2,478	
Categoria di sottosuolo		A, B, C, D, E	C	

Coeff. Amplificazione stratigrafica	S_S		1,50	
Coeff. Amplificazione topografica	S_T		1,00	
Coefficiente S	S	$S_S \times S_T$	1,50	
Accelerazione orizzontale max	a_{max}/g	$S_S \times S_T \times a_g/g$	0,0585	
Fattore di struttura	q		1	
Coefficiente β_m	β_m	Dal NTC2018, 7.11.6.2.1	1,00	
Coeff. sismico orizzontale	k_h	$\beta_m \times a_{max} / g$	0,0585	
Coeff. sismico verticale	k_v	$\pm 0,5 \times k_h$	0,0293	
Carico accidentale totale gravante sulla cop.		$1,1 \times 1,35 \times 1000 / (2,92 \times 5,32)$	95,60	[kN/m]
Carico permanente totale sulla copertura		$0,85 \times 18,00 + 1,60 \times 19 + 0,05 \times 24$	46,90	[kN/m]
Peso soletta superiore		$25 \times 0,22 \times 1,00$	5,50	[kN/m]
Peso piedritto		$25 \times 0,22 \times 1,00$	5,50	[kN/m]
Azione sismica orizzontale sulla soletta sup.	F_{HS1}	$0,0585 \times (95,60 \times 0,20 + 25 \times 0,22 + (0,80 \times 18,00 + 1,65 \times 19 + 0,05 \times 24))$	4,19	[kN/m]
Azione sismica orizzontale sui piedritti	F_{HP1}	$0,0585 \times (25 \times 0,22)$	0,33	[kN/m]

**Sisma SLD verticale
(Condizione SISMAV)**

Azione sismica verticale sulla soletta sup.	F_{VS1}	$0,5 \times F_{hs1}$	2,10	[kN/m]
---	-----------	----------------------	------	--------

Spinta del terreno in fase sismica SLD (Condizione wood)

Sovraspinta sismica	ΔP	$\gamma_T \times \alpha \times \beta \times a_{max}/g \times H_{tot}^2 = 19 \times 1 \times 1 \times 0,0585 \times 3,85^2 =$	16,48	[kN/m]
Pressione risultante	Δp_E	$= \Delta P / H = 16,48 / 3,85$	4,28	kN/m ²

**Sisma SLV orizzontale
(Condizione SISMAH)**

Stato limite		Salvaguardia della vita	SLV	
Vita nominale	V_N		50	[anni]
Classe d'uso			II	
Coefficiente C_U	C_U		1,0	

Periodo di riferimento	V_R		50	[anni]
Accelerazione orizzontale	a_g/g		0,110	
Amplificazione spettrale	F_0		2,418	
Categoria di sottosuolo		A, B, C, D, E	C	
Coeff. Amplificazione stratigrafica	S_S		1,50	
Coeff. Amplificazione topografica	S_T		1,00	
Coefficiente S	S	$S_S \times S_T$	1,50	
Accelerazione orizzontale max	a_{max}/g	$S_S \times S_T \times a_g/g$	0,165	
Fattore di struttura	q		1	
Coefficiente β_m	β_m		Dal NTC2018, 7.11.6.2.1	1,00
Coeff. sismico orizzontale	k_h	$\beta_m \times a_{max} / g$	0,165	
Coeff. sismico verticale	k_v	$\pm 0,5 \times k_h$	0,0825	
Carico accidentale totale gravante sulla cop.		$1,1 \times 1,35 \times 1000 / (2,92 \times 5,32)$	95,60	[kN/m]
Carico permanente totale sulla copertura		$0,85 \times 18,00 + 1,60 \times 19 + 0,05 \times 24$	46,90	[kN/m]
Peso soletta superiore		$25 \times 0,22 \times 1,00$	5,50	[kN/m]
Peso piedritto		$25 \times 0,22 \times 1,00$	5,50	[kN/m]
Azione sismica orizzontale sulla soletta sup.	F_{HS1}	$0,165 \times (95,60 \times 0,20 + 25 \times 0,22 + (0,80 \times 18,00 + 1,65 \times 19 + 0,05 \times 24))$	11,81	[kN/m]
Azione sismica orizzontale sui piedritti	F_{HP1}	$0,165 \times (25 \times 0,22)$	0,91	[kN/m]

**Sisma SLV verticale
(Condizione SISMAV)**

Azione sismica verticale sulla soletta sup.	F_{VS1}	$0,5 \times F_{hs1}$	5,91	[kN/m]
---	-----------	----------------------	------	--------

Spinta del terreno in fase sismica SLV (Condizione wood)

Sovraspinta sismica	ΔP	$\gamma_T \times \alpha \times \beta \times a_{max}/g \times H_{tot}^2 = 19 \times 1 \times 1 \times 0,165 \times 3,85^2 =$	46,47	[kN/m]
Pressione risultante	Δp_E	$= \Delta P / H = 46,47 / 3,85$	12,07	kN/m ²

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO					
	OPERE IDRAULICHE DI ATTRAVERSAMENTO RELAZIONE DI CALCOLO 3/3	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLID0000003	REV. A

5.3 Carichi elementari e loro combinazioni

5.3.1.1 Condizioni di carico elementari

Dove il significato delle grandezze in tabella è il seguente:

- SLU: Combinazione di carico all stato limite ultimo
- SLE: Combinazione di carico all stato limite di esercizio
- g1: peso proprio elementi strutturali
- g2: pesi permanenti non strutturali
- SPTSX: spinta statica del terreno sul piedritto sinistro
- SPTDX: spinta statica del terreno sul piedritto destro
- QV: carico verticale accidentale del treno
- SPACCSX: spinta sul piedritto sinistro dovuta al carico accidentale del treno
- SPACCDX: spinta sul piedritto destro dovuta al carico accidentale del treno
- AVV/FRE: azione di avviamento e frenatura
- TERM: variazione termica
- RITIRO E VISCOSITA': deformazione totale da ritiro
- Fh: forza sismica orizzontale
- Fv: forza sismica verticale
- Wsx: spinta sismica del terreno sul piedritto sinistro
- Wdx: spinta sismica del terreno sul piedritto destro

5.3.1.2 Combinazioni di carico per sezioni di verifica

Si riportano di seguito i coefficienti parziali utilizzati nelle combinazioni agli SLU, SLE e SLUS relativamente ad ogni sezione di verifica scelta in accordo con le tabelle 5.2.IV, 5.2.V, 5.2.VI e 5.2.VII delle NTC2018.

Dall'analisi agli elementi finiti del modello di calcolo, in ogni sezione di verifica sono ricavate le sollecitazioni delle condizioni di carico elementari tutte valutate con coefficienti parziali unitari. Relativamente alla condizione sismica si valuta l'effetto del sisma nelle condizioni di SLD.

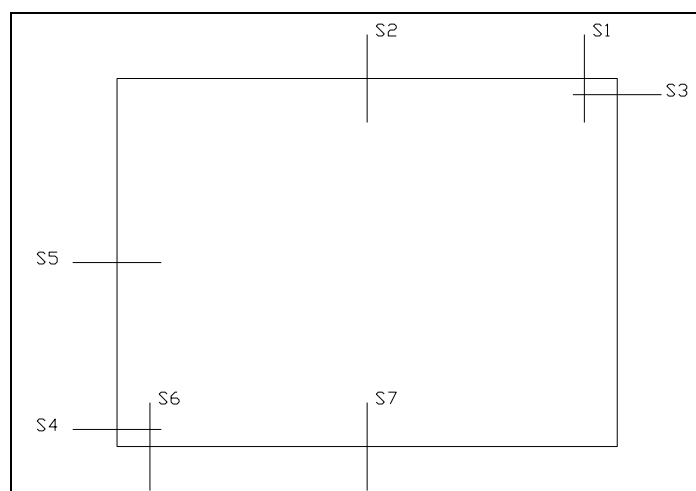


Fig. 5 – Sezioni di verifica

Nell'ipotesi di analisi elatico-lineare carico sismico SLV sono stimate attraverso l'utilizzo dei coefficienti amplificativi:

$$a_{g,slv} = 0.110g$$

$$a_{g,sls} = 0.039g$$

$$SLV/SLD = a_{g,slv} / a_{g,sls} = 0.110 / 0.039 = 2.83$$

che corrispondono rispettivamente:

- al rapporto fra gli angoli d'attrito nella condizione M1;
- al rapporto fra spinta attiva e in quiete se si utilizza la spinta attiva in fase sismica (altrimenti =1);
- al rapporto fra le accelerazioni massime di sito reale nelle condizioni SLV ed SLD.

In linea con quanto riportato nel quadro normativo vigente, le azioni descritte nei paragrafi precedenti, sono combinate nel modo seguente:

- combinazione fondamentale (SLU):

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

- combinazione sismica:

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

- combinazione eccezionale:

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

- combinazione Rara (SLE irreversibile):

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

- combinazione Frequente (SLE reversibile):

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

- combinazione Quasi Permanente (SLE per gli effetti a lungo termine):

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

Gli effetti dei carichi verticali dovuti alla presenza dei convogli vanno sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti indicati nella tabella seguente.

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,00	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo.2 (2)	-	1,00	0,00	1,0 (0,0)	1,0(0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,00	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6; 0,4)	↓	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	fessurazione

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

Per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali ed i coefficienti di combinazione ψ delle tabelle seguenti.

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

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.
⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.
⁽⁵⁾ Aliquota di carico da traffico da considerare.
⁽⁶⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁷⁾ 1,20 per effetti locali

Tab. 1 – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr1	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

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

(2) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Tab. 2 – Coefficienti di combinazione ψ delle azioni

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO					
	OPERE IDRAULICHE DI ATTRAVERSAMENTO RELAZIONE DI CALCOLO 3/3	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLID0000003	REV. A

Sono prese in considerazione le seguenti verifiche agli stati limite ultimi:

- SLU di tipo Geotecnico (GEO), relative a condizioni di:

Collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno;

- SLU di tipo strutturale (STR), relative a condizioni di:

Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

- Le verifiche sono svolte considerando il seguente approccio:

Approccio 2:

A1 + M1 + R3

Tale approccio prevede un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali che nelle verifiche geotecniche.

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_r	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 1: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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

STR) $\rightarrow \gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$

GEO-EQU) $\rightarrow \gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$

	g1	g2	SPTSX (100%)	SPTDX (100%)	QVK	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO
SLU 1	1,35	1,5	1,5	1,5	1,45	1,45	1,45	1,45	0,9	1,2
SLU 2	1,35	1,5	1,5	1,5	1,45	1,45	0	1,45	0,9	1,2
SLU 3	1,35	1,5	1,5	1,5	1,45	0	1,45	1,45	0,9	1,2
	g1	g2	SPTSX (100%)	SPTDX (60%)	QVK	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO
SLU 4	1,35	1,5	1,5	0,9	1,45	1,45	1,45	1,45	0,9	1,2
SLU 5	1,35	1,5	1,5	0,9	1,45	1,45	0	1,45	0,9	1,2
SLU 6	1,35	1,5	1,5	0,9	1,45	0	1,45	1,45	0,9	1,2
	g1	g2	SPTSX (60%)	SPTDX (100%)	QVK	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO
SLU 7	1,35	1,5	0,9	1,5	1,45	1,45	1,45	1,45	0,9	1,2
SLU 8	1,35	1,5	0,9	1,5	1,45	1,45	0	1,45	0,9	1,2
SLU 9	1,35	1,5	0,9	1,5	1,45	0	1,45	1,45	0,9	1,2

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

Rara) $\rightarrow G1 + G2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$

Frequente) $\rightarrow G1 + G2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

Quasi permanente) $\rightarrow G1 + G2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

	g1	g2	SPTSX (100%)	SPTDX (100%)	QVK	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO
SLE_rara 1	1	1	1	1	1	1	1	1	0,6	1
SLE_rara 2	1	1	1	1	1	1	0	1	0,6	1
SLE_rara 3	1	1	1	1	1	0	1	1	0,6	1
	g1	g2	SPTSX (100%)	SPTDX (60%)	QVK	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO
SLE_rara 4	1	1	1	0,6	1	1	1	1	0,6	1
SLE_rara 5	1	1	1	0,6	1	1	0	1	0,6	1
SLE_rara 6	1	1	1	0,6	1	0	1	1	0,6	1
	g1	g2	SPTSX (60%)	SPTDX (100%)	QVK	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO
SLE_rara 7	1	1	0,6	1	1	1	1	1	0,6	1
SLE_rara 8	1	1	0,6	1	1	1	0	1	0,6	1
SLE_rara 9	1	1	0,6	1	1	0	1	1	0,6	1

	g1	g2	SPTSX (100%)	SPTDX (100%)	QVK	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO
SLE_freq 1	1	1	1	1	0,8	0,8	0,8	0,8	0,5	1
SLE_freq 2	1	1	1	1	0,8	0,8	0	0,8	0,5	1
SLE_freq 3	1	1	1	1	0,8	0	0,8	0,8	0,5	1

	g1	g2	SPTSX (100%)	SPTDX (60%)	QVK	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO
SLE_freq 4	1	1	1	0,6	0,8	0,8	0,8	0,8	0,5	1
SLE_freq 5	1	1	1	0,6	0,8	0,8	0	0,8	0,5	1
SLE_freq 6	1	1	1	0,6	0,8	0	0,8	0,8	0,5	1

	g1	g2	SPTSX (60%)	SPTDX (100%)	QVK	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO
SLE_freq 7	1	1	0,6	1	0,8	0,8	0,8	0,8	0,5	1
SLE_freq 8	1	1	0,6	1	0,8	0,8	0	0,8	0,5	1
SLE_freq 9	1	1	0,6	1	0,8	0	0,8	0,8	0,5	1

	g1	g2	SPTSX (100%)	SPTDX (100%)	QVK	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO
SLE_qp 1	1	1	1	1	0,2	0,2	0,2	0,2	0,5	1
SLE_qp 2	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	1
SLE_qp 3	1	1	1	1	0,2	0	0,2	0,2	0,5	1

	g1	g2	SPTSX (100%)	SPTDX (60%)	QVK	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO
SLE_qp 4	1	1	1	0,6	0,2	0,2	0,2	0,2	0,5	1
SLE_qp 5	1	1	1	0,6	0,2	0,2	0	0,2	0,5	1
SLE_qp 6	1	1	1	0,6	0,2	0	0,2	0,2	0,5	1

	g1	g2	SPTSX (60%)	SPTDX (100%)	QVK	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO
SLE_qp 7	1	1	0,6	1	0,2	0,2	0,2	0,2	0,5	1
SLE_qp 8	1	1	0,6	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	1
SLE_qp 9	1	1	0,6	1	0,2	0	0,2	0,2	0,5	1

Per la condizione sismica, la combinazione per gli stati limite ultimi da prendere in considerazione è:

Combinazione sismica $\rightarrow E+G_1+G_2+\sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

	g1	g2	SPTSX (100%)	SPTDX (100%)	Q _{VK}	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO	Fh	Fv	W _{SX}	W _{DX}
E1_SLD	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	1	0,3	1	0
E2_SLD	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	1	-0,3	1	0
E3_SLD	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	-1	0,3	0	1
E4_SLD	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	-1	-0,3	0	1
E5_SLD	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	0,3	1	0,3	0
E6_SLD	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	0,3	-1	0,3	0
E7_SLD	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	-0,3	1	0	0,3
E8_SLD	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	-0,3	-1	0	0,3

	g1	g2	SPTSX (100%)	SPTDX (100%)	Q _{VK}	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO	Fh	Fv	W _{SX}	W _{DX}
E1_SLV	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	1*2.83	0,3*2.83	1*2.83	0
E2_SLV	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	1*2.83	-0,3*2.83	1*2.83	0
E3_SLV	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	-1*2.83	0,3*2.83	0	1*2.83
E4_SLV	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	-1*2.83	-0,3*2.83	0	1*2.83
E5_SLV	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	0,3*2.83	1*2.83	0,3*2.83	0
E6_SLV	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	0,3*2.83	-1*2.83	0,3*2.83	0
E7_SLV	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	-0,3*2.83	1*2.83	0	0,3*2.83
E8_SLV	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	-0,3*2.83	-1*2.83	0	0,3*2.83

5.4 VERIFICHE

Si riportano di seguito le verifiche nelle condizioni di SLE ed SLU.

5.4.1 Risultati analisi strutturale

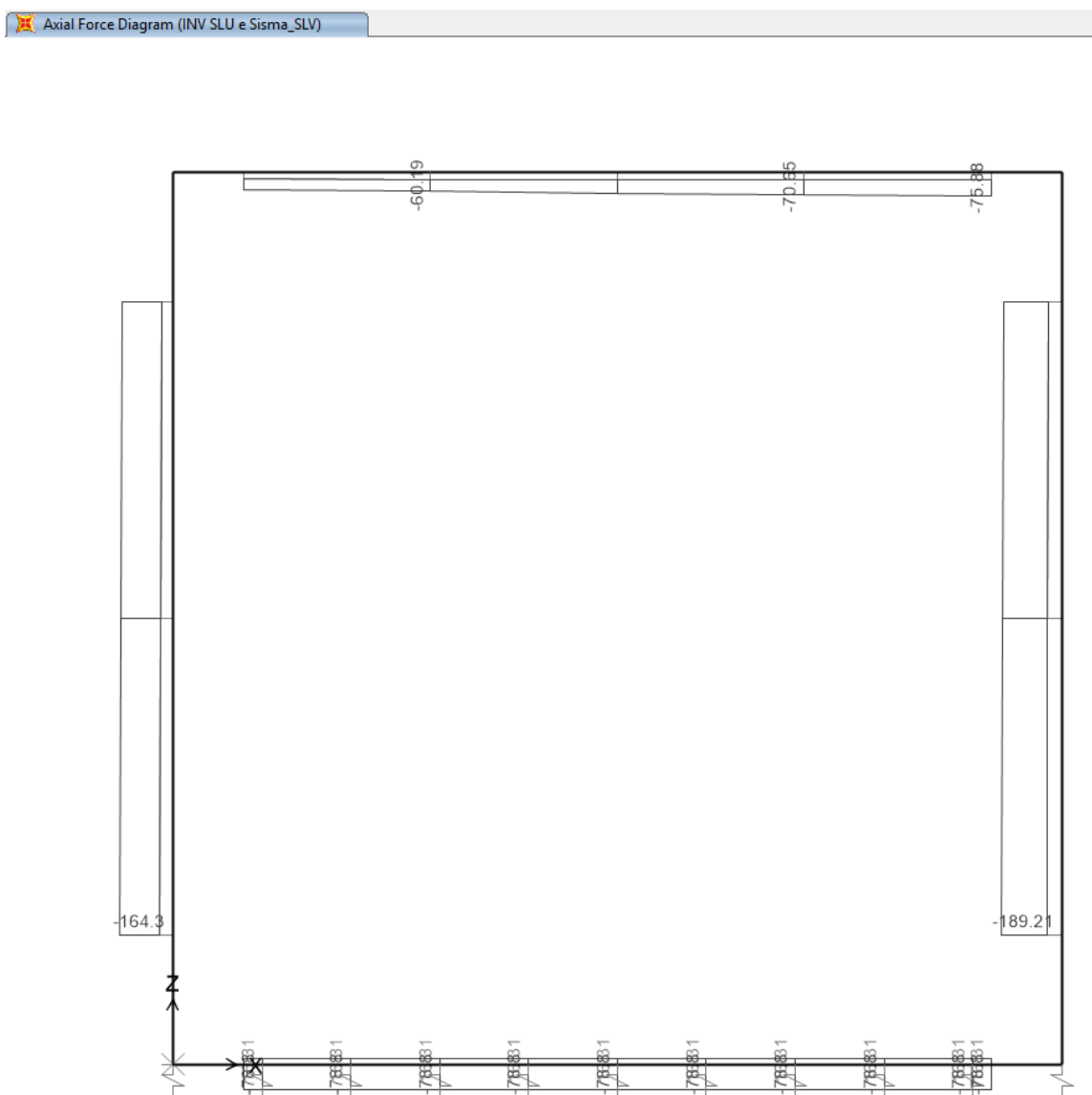


Figura 7 – Sforzo assiale INV SLU, SLV

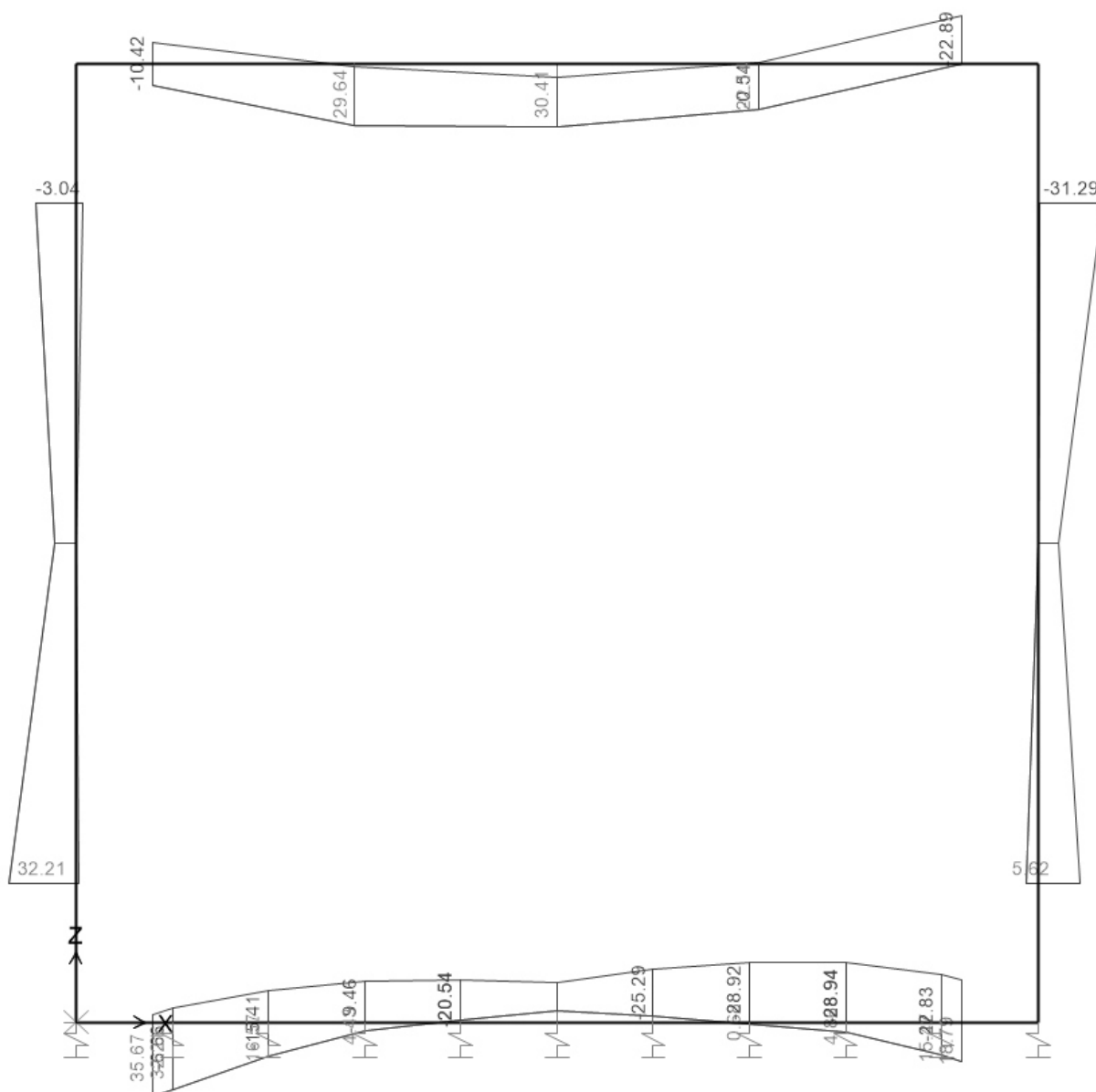


Figura 8 – Sollecitazione flessionale INV SLU, SLV

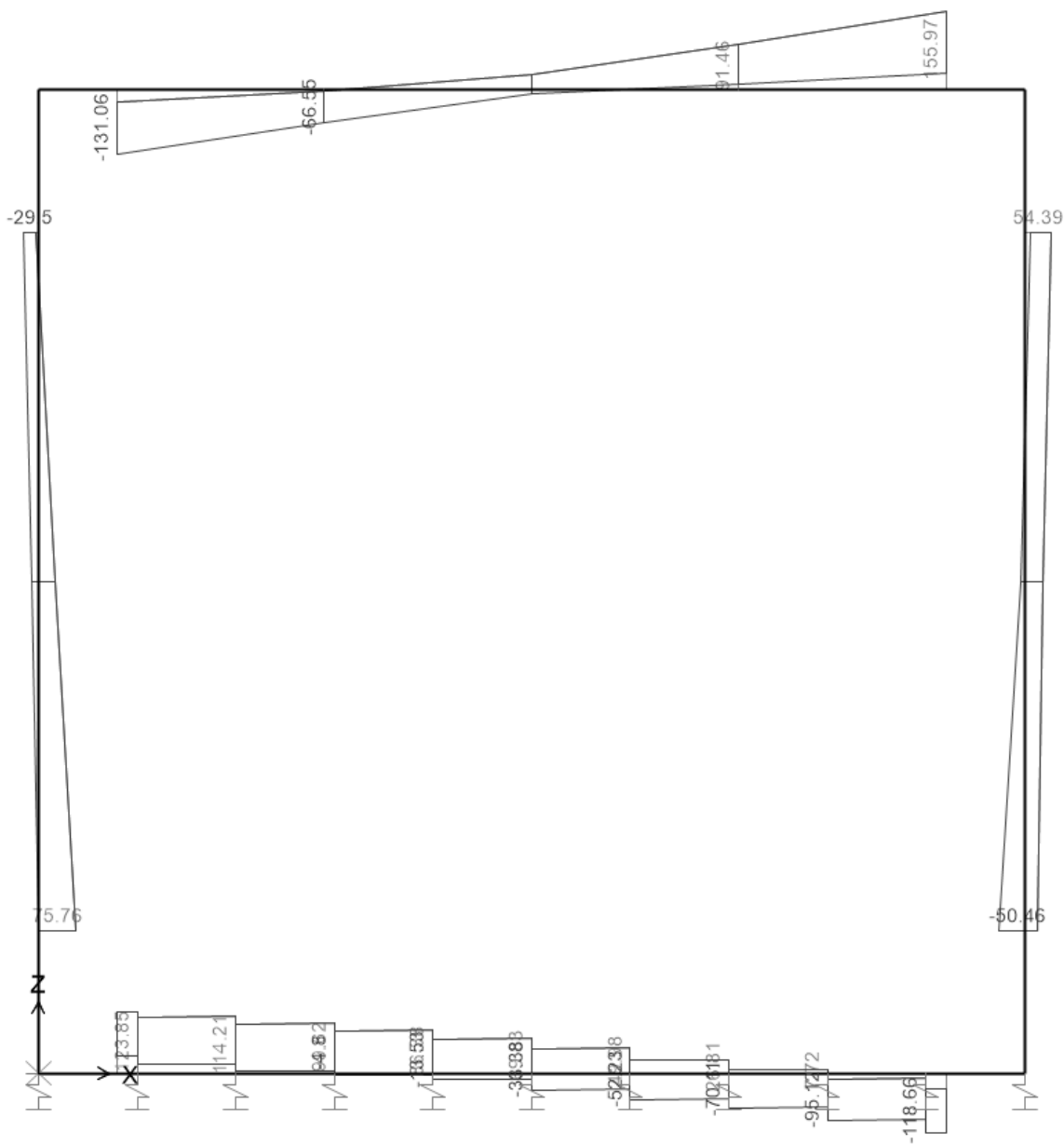


Figura 9 – Sollecitazione tagliante INV SLU, SLV

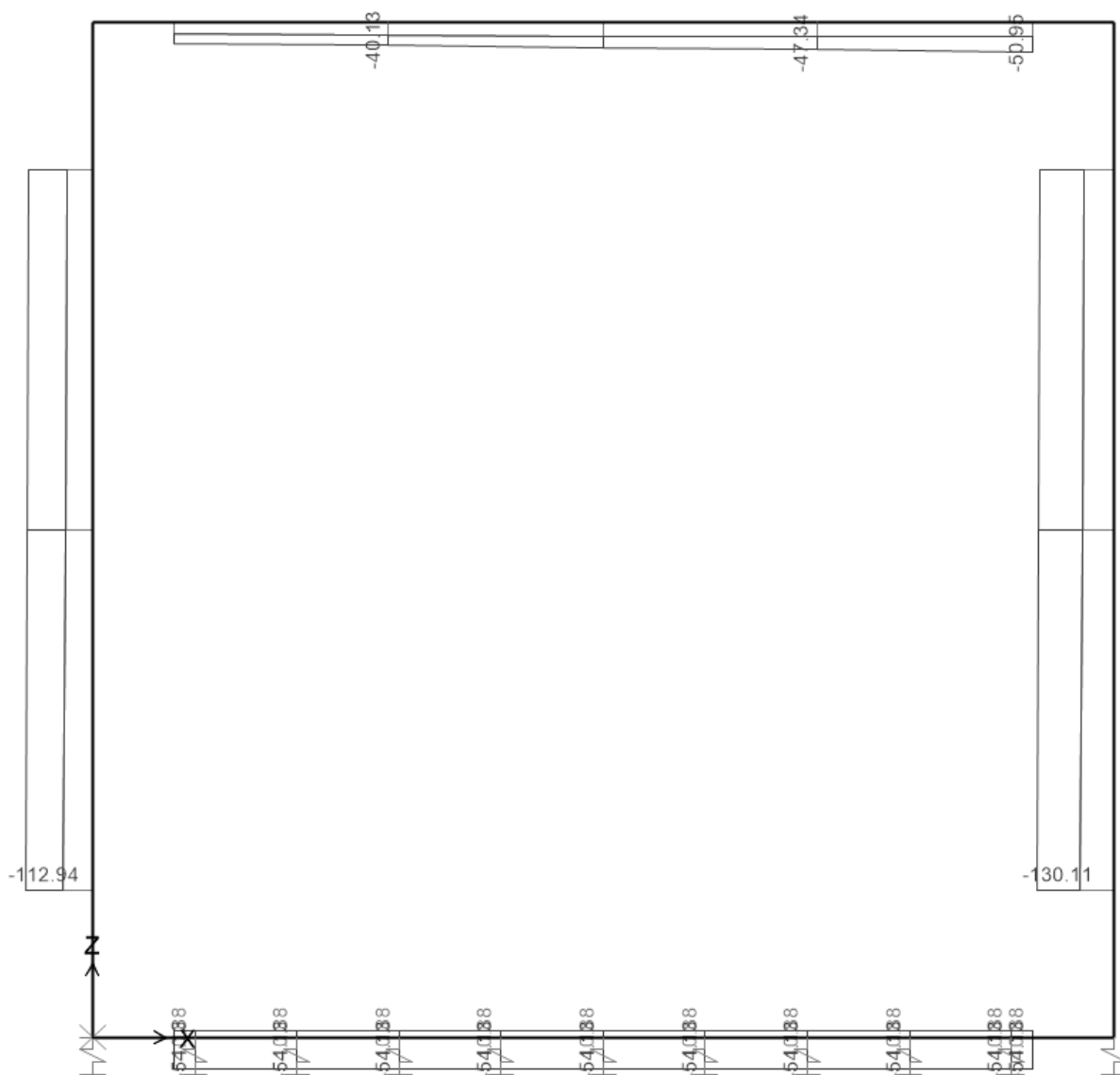


Figura 10 – Sforzo assiale INV SLE_RARE,SLD

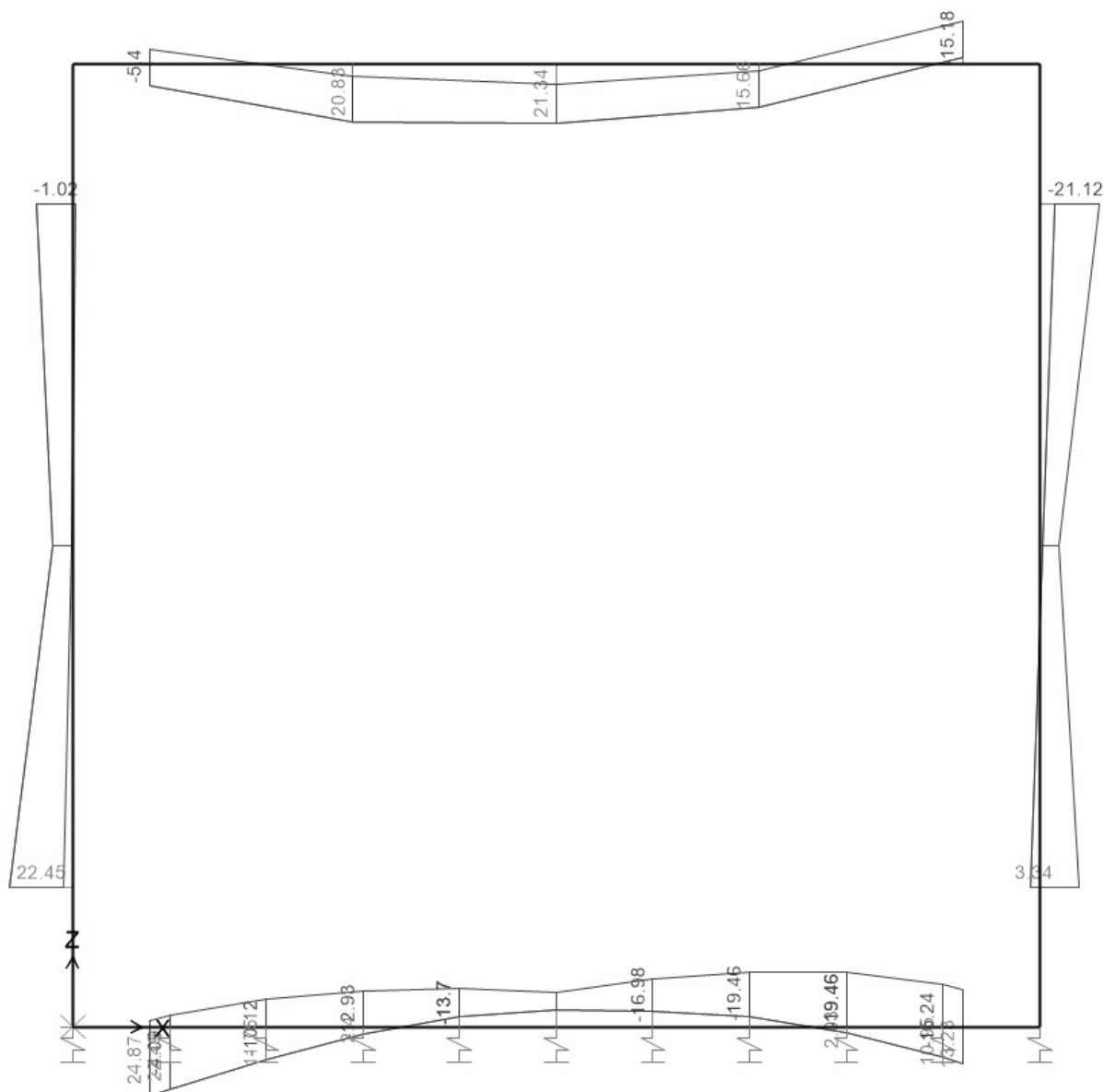


Figura 11 – Sollecitazione flessionale INV SLE_RARE,SLD

5.4.2 Verifiche strutturali

5.4.2.1 Premessa

Nei paragrafi che seguono si riportano gli esiti delle verifiche strutturali svolte con il software RC SEC e fogli di calcolo excel che implementano le prescrizioni della Normativa vigente.

Segue una tabella di conversione per interpretare gli esiti delle verifiche RC SEC, riportati nei paragrafi che seguono in lingua Inglese.

MATERIALS DATA / DATI RELATIVI AI MATERIALI

CONCRETE - CALCESTRUZZO

- Class / **Classe**
Design compressive strength / **Resistenza a compressione fcd**
Strain at max strength ϵ_{c2} / **deformazione per la resistenza massima ϵ_{c2}**
Ultimate strain ϵ_{cu} / **Deformazione massima ϵ_{cu}**
Compression diagram stress-strain: Parabola-Rectangle
Diagramma sforzo deformazione a compressione: Parabola rettangolo
Mean elastic modulus E_{cm} / **Modulo elastico E_{cm}**
Mean tensile strength f_{ctm} / **Resistenza a trazione media f_{ctm}**
Es/Ec in SLS combination / **Es/Ec in combinazione SLS**
Stress limit Characteristic SLS / **Massima tensione per combinazione caratteristica SLS**
Stress limit Frequent SLS / **Massima tensione per combinazione frequente SLS**
wk lim =limit crack width Frequent SLS / **Limite ampiezza fessure combinazione frequente SLS**
Stress limit Quasi-Permanent SLS / **Massima tensione combinazione SLS quasi permanente**
wk lim =limit crack-width Quasi-Permanent SLS / **limite di ampiezza delle fessure in combinazione SLS quasi permanente**

STEEL - ACCIAIO

Longitudinal Bars and Stirrups / **Barre longitudinali e staffe**
Characteristic yield stress f_{yk} / **tensione di snervamento caratteristica f_{yk}**
Tensile strength f_{tk} / **Resistenza a trazione f_{tk}**
Design yield stress f_{yd} / **Sforzo di snervamento di progetto f_{yd}**
Design strength f_{td} / **Resistenza di progetto f_{td}**
Design ultimate strain ϵ_{su} / **Deformazione ultima ϵ_{su}**
Mean elastic modulus E_s / **Modulo elastico medio E_s**
SLS Charact. - S_s Limit: / **Combinazione SLS caratteristica limite σ**

GEOMETRIC AND REINFORCEMENT DATA / DATI DI GEOMETRIA E DELLE ARMATURE

Width / **Larghezza**
Depth / **Altezza**
Bottom bars / **Armature inferiori**
Top bars / **Armature superiori**
Low Cover (from centroid of bar) / **Copriferro inferiore (dal baricentro delle armature)**
Top Cover (from centroid of bar): / **Copriferro superiore (dal baricentro delle armature)**
Web Cover (from centroid of bar) / **Copriferro sull'anima (dal baricentro delle armature)**

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO					
	OPERE IDRAULICHE DI ATTRAVERSAMENTO RELAZIONE DI CALCOLO 3/3	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D.26	DOCUMENTO CLID0000003	REV. A

ULTIMATE LIMIT STATE - DESIGN INTERNAL FORCES ASSIGNED FOR EACH COMBINATION / STATI LIMITE ULTIMI – AZIONI INTERNE SOLLECITANTI DI PROGETTO PER OGNI COMBINAZIONE

N	Design axial force [kN] applied in the concrete centroidal point (+ if compressive) Azione assiale sollecitante di progetto [kN] applicata nel baricentro della sezione di calcestruzzo (+ se in compressione)
Mx	Design moment force [kNm] around the x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section Momento sollecitante di progetto [kN m] attorno all'asse x con direzione positiva se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
VY	Design shear [kN] in a direction parallel to the axis Y Taglio sollecitante di progetto [kN] / in direzione parallela all'asse Y
T	Design torsional Moment [kN m] / Momento torcente sollecitante di progetto

CHECKS RESULTS / RISULTATI DELLE VERIFICHE

Checks of section OK for all assigned combinations / Verifica con esito positive per tutte le combinazioni

Min edge cover of longitudinal bars: / **Minimo ricoprimento delle barre longitudinali**
 Min edge distance between longitudinal bars / **Minima distanza tra le barre longitudinali**

ULTIMATE LIMIT STATE - CHECKS FOR BENDING AND AXIAL FORCE / STATI LIMITE ULTIMI – VERIFICA A FLESSIONE E AZIONE ASSIALE

Check/Verifica	Result of check / Esito della verifica
N	Design axial force applied in the concrete centroid [kN] (+ if compressive) Azione assiale sollecitante di progetto [kN] applicata nel baricentro della sezione di calcestruzzo (+ se in compressione)
Mx	Design bending moment force [kNm] around x axis of reference Momento flettente sollecitante di progetto [kN m] intorno all'asse X
N ult	Axial capacity [kN] of section (+ if compressive) Azione assiale resistente di progetto della sezione [kN] (+ se di compressione)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis of reference Momento flettente resistente di progetto [kN m] intorno all'asse X
S.F.	Safety factor = vectorial ratio of (N ult, Mx ult) to (N, Mx). Check OK if such ratio is ≥ 1.0 Fattore di sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult) e (N, Mx). Contorllo positivo se tale rapporto ≥ 1.0
Yneutral	Ordinate Y [cm] of neutral axis in the reference system Ordinata Y [cm] dell'asse neutron nel sistema di riferimento
Mx sn.	Yielding bending moment [kNm] Momento flettente di servamento [kN m]
x/d	Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section Rapporto tra la posizione dell'asse neutron e l'altezza efficace della sezione
D	Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [(5.10)EC2] Rapporto tra il momento redistribuito e il momento elastico della trave continua [(5.10)EC2]
As Tension	Area bars in tension zone [cm ²] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2] Area delle armature a trazione [cm ²] (trave) [tra parentesi is riporta l'area minima dall'equazione (9.1N) EC2]

ULTIMATE LIMIT STATE - STRAINS AT ULTIMATE STATE / STATI LIMITE ULTIMI – DEFORMAZIONI AGLI STATI LIMITE ULTIMI

ec max	Ultimate compressive strain in concrete Deformazione ultima a compressione
ec*	Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed) Deformazione nella fibra di calcestruzzo nella posizione ec2/ecu (ec*>0 nel caso di sezione compressa)
Yc max	Ordinate in [cm] of the fiber corresponding to ec max Ordinata in [cm] della fibra corrispondente a ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive) Massima deformazione nelle barre di acciaio (+ se in compressione)
Ys max	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es max Ordinata [cm] della barra corrispondente a es max



PROGETTO DEFINITIVO

**RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO
APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA
LINEA DA CURNO A BERGAMO**

OPERE IDRAULICHE DI ATTRAVERSAMENTO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLID0000003	A	49 di 229

RELAZIONE DI CALCOLO 3/3

es min Min strain in steel bars (+ if compressive)
Minima deformazione nelle barre di acciaio (+ se in compressione)
 Ys min Ordinate [cm] of the bar corresponding to es min
Ordinata [cm] della barra corrispondente a es min

Comb.N. ec max ec * Yc max es max Ys max es min Ys min

COMBINATION OF RESISTANCE N. 1 : STRESS AND STRAIN AT ULTIMATE STATE / COMBINAZIONE RESISTENTE N.1: SFORZO E DEFORMAZIONE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

Concrete vertices: /Vertici sezione calcestruzzo

Vertex N. Assigned numbers to concrete vertices
Vertice N° Si assegnano numeri ai vertici della sezione in calcestruzzo
 Xc, Yc X-coordinate, Y-coordinate [cm] of vertices in the reference X,Y,O
Coordinate X e Y [cm] dei vertici nel riferimento X,Y,O
 Sc Stress [Mpa] in each vertex (+ if compressive)
Sforzo [Mpa] in ciascun vertice (+ se in compressione)
 e c Strain in each vertex
Deformazione nei vertici

Vertex N.	Xc	Yc	Sc	e c
Vertice N.	Xc	Yc	Sc	e c

Longitudinal Bars: / Barre longitudinali

Bar N. Number assigned to the bars
Numero assegnato alle barre
 Xs, Ys X-coordinate, Y-coordinate [cm] of single bar in the reference X,Y,O
Coordinate X e Y [cm] dei vertici nel riferimento X,Y,O
 Ss Stress [Mpa] in each bar (+ if compressive)
Sforzo [Mpa] in ciascuna barra (+ se in compressione)
 e s Strain in each bar
Deformazione in ciascuna barra

Bar N.	Xs	Ys	Ss	e s

5.4.2.2 Sezione S1 - Soletta superiore – nodo con piedritto

5.4.2.2.1 Stato Limite Ultimo

NOTA: Le forze normali sono trascurati a favore di sicurezza.

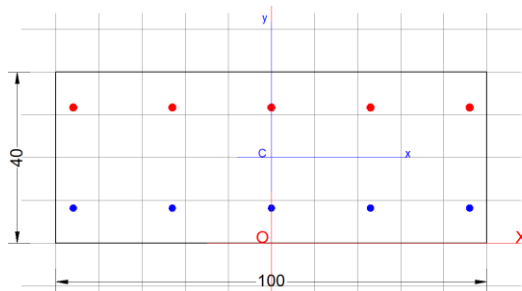
Sollecitazioni massimi in nodo:

Valore di progetto del momento flettente agente $M_{Ed} = - 25.00 \text{ kNm}$

Valore di progetto del taglio agente $V_{Ed} = 156.00 \text{ kN}$

Le verifiche sono fate con il software RC-SEC, con la verifica tagliente stata condotta non considerando armatura a taglio.

Sezione di calcolo	1.00x0.40
Armatura superiore	5Ø14
Armatura inferiore	5 Ø 16
Armatura a taglio	2 bracci Ø 12 /20
Copriferro superiore/inferiore (netto)	5.0 cm



GENERAL DATA OF PREDEFINED RC CROSS-SECTION

Section Name: Solleta_di_supr_Nodo.secEC

Section description:	
Reference code:	EN 1992-1-1 [EC2] Italian Annex
Exposure Class:	XA1 - Chemical attack (slight aggressive)
Structural member of belonging:	Beam (or slab) without stirrup [§6.2.1(4) EC2]
Section type:	Predefined section
Cross-section shape:	Rectangular
Stress path:	Constant axial force to achieve bending ULS
Reference of assigned forces:	Principal axes x,y of inertia

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C30/37
	Design compressive strength f_{cd} :	17.0 MPa

Strain at max strength ϵ_{c2} :	0.0020	
Ultimate strain ϵ_{cu} :	0.0035	
Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rectangle	
Mean elastic modulus E_{cm} :	32836.6	MPa
Mean tensile strength f_{ctm} :	2.9	MPa
Es/Ec in SLS combination:	15.00	
Stress limit Characteristic SLS:	18.0	MPa
Stress limit Frequent SLS:	18.0	MPa
wk lim =limit crack width Frequent SLS:	0.300	mm
Coeff. k3:	3.4000	§ 7.3.4(3) EC2
Coeff. k4:	0.4250	§ 7.3.4(3) EC2
Stress limit Quasi-Permanent SLS:	13.5	MPa
wk lim =limit crack-width Quasi-Permanent SLS:	0.200	mm

STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C
	Characteristic yield stress f_{yk} :	450.0 MPa
	Tensile strength f_{tk} :	540.0 MPa
	Design yield stress f_{yd} :	391.3 MPa
	Design strength f_{td} :	391.3 MPa
	Design ultimate strain ϵ_{su} :	0.068
	Mean elastic modulus Es:	200000.0 MPa
	SLS Charact. - Ss Limit:	360.00 MPa

GEOMETRIC AND REINFORCEMENT DATA

Width:	100.0	cm
Depth:	40.0	cm
Bottom bars:	5Ø16	(10.1 cm ²)
Top bars:	5Ø14	(7.7 cm ²)
Low Cover (from centroid of bar):	8.2	cm
Top Cover (from centroid of bar):	8.1	cm
Web Cover (from centroid of bar):	4.0	cm

ULTIMATE LIMIT STATE - DESIGN INTERNAL FORCES ASSIGNED FOR EACH COMBINATION

N	Design axial force [kN] applied in the concrete centroidal point (+ if compressive)			
Mx	Design moment force [kNm] around the x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section			
Vy	Design shear [kN] in a direction parallel to the axis Y			
T	Design torsional Moment [kN m]			
Comb.N.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	-25.00	0.00	0.00
2	0.00	10.00	0.00	0.00

CHECKS RESULTS

Min edge cover of longitudinal bars:	3.2	cm
Min edge distance between longitudinal bars:	21.4	cm

ULTIMATE LIMIT STATE - CHECKS FOR BENDING AND AXIAL FORCE

Check	Result of check
N	Design axial force applied in the concrete centroid [kN] (+ if compressive)
Mx	Design bending moment force [kNm] around x axis of reference
N ult	Axial capacity [kN] of section (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis of reference
S.F.	Safety factor = vectorial ratio of (N ult, Mx ult) to (N, Mx). Check OK if such ratio is ≥ 1.0

Yneutral	Ordinate Y [cm] of neutral axis in the reference system
Mx sn.	Yielding bending moment [kNm]
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 [(5.10)EC2]
As Tension	Area bars in tension zone [cm ²] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2]

As Tension Area bars in tension zone [cm²] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2]

Comb.N.	Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.	Y neutral	Mx sn.	x/d	D	As Tension
1	OK	0.00	-25.00	0.03	-113.73	4.549	5.0	-89.56	---	---	---
2	OK	0.00	10.00	0.14	134.91	13.491	35.0	114.41	---	---	---

ULTIMATE LIMIT STATE - STRAINS AT ULTIMATE STATE

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)
Yc max	Ordinate [cm] of the fiber corresponding to ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive)
Ys max	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es max
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive)
Ys min	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es min

Comb.N.	ec max	ec *	Yc max	es max	Ys max	es min	Ys min
1	0.00350	-0.00841	0.0	-0.00220	8.2	-0.01866	31.9
2	0.00350	-0.00841	40.0	-0.00213	31.9	-0.01859	8.2

Verifica a taglio

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 = 400	mm	altezza	γ _s = 1.15		coeff. sicurezza
c = 81	mm	copriferro	f _{yd} = 391.3	MPa	resist. di calcolo
f _{ck} = 30	MPa	resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:		
γ _c = 1.50		coeff. sicurezza	A _{sl,1} = 5	Ø 14	= 7.70 cm ²
α _{cc} = 0.85		coeff. riduttivo	A _{sl,2} = 0	Ø 0	= 0.00 cm ²
d = 319	mm	altezza utile	A _{sl,3} = 0	Ø 0	= 0.00 cm ²
f _{cd} = 17.00	MPa	resist. di calcolo			7.70 cm ²

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

N_{ed} = 0.0 kN V_{ed} = 156.0 kN

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

k = 1+(200/d) ^{1/2} < 2	k = 1.792	< 2
v _{min} = 0,035 k ^{3/2} f _{ck} ^{1/2}	v _{min} = 0.460	
ρ ₁ = A _{sl} /(b _w ×d) < 0.02	ρ ₁ = 0.002	< 0.02
σ _{cp} = N _{Ed} /A _c < 0.2f _{cd}	σ _{cp} = 0.00	< 0.2
		MPa fcd

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

$$V_{Rd} = 132.7 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{\min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 146.7 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 146.7 \text{ kN} \quad \text{assunto pari alla resistenza minima}$$

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

• Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

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

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

Armatura a taglio:

$$A_{sw}/s = \text{staffe } \emptyset \quad 12 \quad \text{mm con n}^\circ \text{ bracci (trasv)} \quad 3 \quad \text{passo } 20 \quad \text{cm} = 0.170 \quad \text{cm}^2/\text{cm}$$

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

$$V_{Rsd} = 190.6 \text{ kN}$$

$$f_{cd} = 8.50 \quad \text{MPa} \quad \text{resist. di calcolo ridotta}$$

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

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

$$V_{Rcd} = 1220.2 \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd} =$$

$$190.6$$

$$> 156.0 \text{ kN}$$

$$\text{c.s.} = 1.2$$

la sezione armata a taglio risulta verificata.

5.4.2.2.2 Stato Limite di Esercizio

Sollecitazioni massimi in nodo:

SLE Rara e SLD

Valore di progetto del momento flettente agente $M_{Ed} = - 17.00 \text{ kNm}$

SLE Frequente

Valore di progetto del momento flettente agente $M_{Ed} = - 14.00 \text{ kNm}$

SLE Quasi permanente

Valore di progetto del momento flettente agente $M_{Ed} = - 6.00 \text{ kNm}$

La sezione è stata verificata con il software RC-Sec:

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

Comb.N.	N		Mx	
	N	Mx	N	Mx
1	0.00	-17.00	0.00	-17.00
2	0.00	10.00	0.00	10.00

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

Comb.N.	N		Mx	
	N	Mx	N	Mx
1	0.00	-14.00	0.00	-14.00
2	0.00	7.00	0.00	7.00

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

N	Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)
Mx	Moment force [kNm] around x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section

Comb.N.	N	Mx
1	0.00	-6.00
2	0.00	2.00

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Check	Result of Check
Sc max	Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]
Yc max	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
Sc min	Min compression stress (+) in concrete [Mpa]
Yc min	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc min (reference X,Y,O)
Ss min	Min tension stress (-) of steel bars [Mpa]
Ys min	y-coordinate [cm] of centroid bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
hc eff.	Concrete depth [cm] in concrete tension area surrounding tension steel bars
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)
D bars	Mean spacing [cm] of bonded reinforcement [eq.(7.11) §7.3.4(3)EC2] (D bars = 0 indicates spacing > 5(c+O/2) and eq.(7.14) is pertinent)

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	1.56	0.0	0.00	7.6	-74.8	8.2	10.8	1080	7.7	20.9
2	OK	0.82	40.0	0.00	31.6	-34.3	31.9	10.5	1054	10.1	20.9

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Check	Result of check
e1	Greater concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
e2	Lesser concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
k1	= 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]
kt	= 0.6 for charact. and frequent SLS; = 0.4 for quasi-perm. SLS (Factor dependent on the duration of the load [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) EC2 according to national annex
k4	= 0.425 Coeff. in eq. (7.11) EC2 according to national annex
Ø c	Equivalent bar diameter [mm] cover [cm] to the tensile reinforcement [see eq.(7.11)(7.12) EC2]
r eff	Geometrical ratio As eff/Ac eff [eq.(7.10) EC2]
e sm - e cm	Difference between the mean strain of tensile steel and concrete under the relevant combination [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
M crack	First cracking bending moment [kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00050	0	0.500	14 7.4	0.007	0.000224 (0.00022)	585	0.131	-82.25
2	OK	-0.00023	0	0.500	16 7.4	0.010	0.000103 (0.00010)	537	0.055	83.04

SLS FREQUENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	1.29	0.0	0.00	7.6	-61.6	8.2	10.8	1080	7.7	20.9
2	OK	0.57	40.0	0.00	31.6	-24.0	31.9	10.5	1054	10.1	20.9

SLS FREQUENT COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00041	0	0.500	14 7.4	0.007	0.000185 (0.00018)	585	0.108 (0.30)	-82.25
2	OK	-0.00016	0	0.500	16 7.4	0.010	0.000072 (0.00007)	537	0.039 (0.30)	83.04

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

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	0.55	0.0	0.00	7.6	-26.4	8.2	10.8	1080	7.7	20.9
2	OK	0.17	40.0	0.00	31.3	-6.9	31.9	10.5	1054	10.1	20.9

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

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00018	0	0.500	14 7.4	0.007	0.000079 (0.00008)	585	0.046 (0.20)	-82.25
2	OK	-0.00005	0	0.500	16 7.4	0.010	0.000021 (0.00002)	537	0.011 (0.20)	83.04

SLS - MINIMUM REINFORCEMENT AREAS FOR CRACK CONTROL (§ 7.3.2 EC2)

N.Comb.	SLS combination number
Comb.Type	Frequent or Quasi-Permanent
Region	Part of concrete section under consideration (Web/Flange)
k	Coeff. wich take account of self-equilibrating stresses [see eq.(7.1) EC2]
kc	Coeff. wich take account of stress distribution at cracking[see eq.(7.1) EC2]
Ac eff	Area of concrete within tensile zone of the region under consideration just before cracking [(7.1)]
Ned	SLS axial force (+ if compressive) acting on the region under consideration [kN]
Sc	=Ned/Ac mean stress in the region of area Ac (web or rectangular section) [eq.(7.1)]
Frc	Absolute value of the tensile force [kN] within the flange at cracking due to the cracking moment [eq.(7.3)]
k1	Coeff. considering the effect of axial forces on the stress (web or rectangular section) [eq.(7.2)]
As reg	Area [cm ²] of reinforcing steel within the tensile zone of region under consideration
As min	Minimum Area [cm ²] of reinforcing steel within the tensile zone of region under consideration required by eq. (7.1)

Comb.N.	Comb.Type	Region	k	kc	Ac eff	Ned	Sc	k1	Frc	As reg	As min
1	Frequent	Web	0.72	0.40	2000	---	---	---	-291.02	7.7	3.7
2	Frequent	Web	0.72	0.40	2000	---	---	---	-288.26	10.1	3.7
1	Quasi-perm.	Web	0.72	0.40	2000	---	---	---	-291.02	7.7	3.7
2	Quasi-perm.	Web	0.72	0.40	2000	---	---	---	-288.26	10.1	3.7

5.4.2.3 Sezione S2 - Soletta superiore – mezzeria

5.4.2.3.1 Stato Limite Ultimo

NOTA: Le forze normali sono trascurati a favore di sicurezza.

Sollecitazioni massimi in mezzeria:

Valore di progetto del momento flettente agente $M_{Ed} = 33.50 \text{ kNm}$

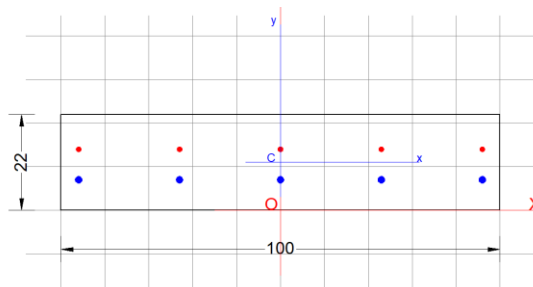
Le verifiche sono fate con il software RC-SEC, con la verifica tagliente stata condotta non considerando armatura a taglio.

Sezione di calcolo **1.00x0.22**

Armatura superiore **5 Ø 14**

Armatura inferiore **5 Ø 16**

Copriferro superiore/inferiore **5.0 cm (netto)**



GENERAL DATA OF PREDEFINED RC CROSS-SECTION

Section Name: Solleta_di_supr_Campata.secEC

Section description:	
Reference code:	EN 1992-1-1 [EC2] Italian Annex
Exposure Class:	XA1 - Chemical attack (slight aggressive)
Structural member of belonging:	Beam (or slab) without stirrup [§6.2.1(4) EC2]
Section type:	Predefined section
Cross-section shape:	Rectangular
Stress path:	Constant axial force to achieve bending ULS
Reference of assigned forces:	Principal axes x,y of inertia

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C30/37
	Design compressive strength f_{cd} :	17.0 MPa
	Strain at max strength ϵ_{c2} :	0.0020
	Ultimate strain ϵ_{cu} :	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rectangle
	Mean elastic modulus E_{cm} :	32836.6 MPa
	Mean tensile strength f_{ctm} :	2.9 MPa
	E_s/E_c in SLS combination:	15.00

Stress limit Characteristic SLS:	18.0	MPa
Stress limit Frequent SLS:	18.0	MPa
wk lim =limit crack width Frequent SLS:	0.300	mm
Coeff. k3:	3.4000	§ 7.3.4(3) EC2
Coeff. k4:	0.4250	§ 7.3.4(3) EC2
Stress limit Quasi-Permanent SLS:	13.5	MPa
wk lim =limit crack-width Quasi-Permanent SLS:	0.200	mm

STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C
	Characteristic yield stress fyk:	450.0 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

GEOMETRIC AND REINFORCEMENT DATA

Width:	100.0	cm
Depth:	22.0	cm
Bottom bars:	5Ø16	(10.1 cm ²)
Top bars:	5Ø14	(7.7 cm ²)
Low Cover (from centroid of bar):	7.0	cm
Top Cover (from centroid of bar):	6.9	cm
Web Cover (from centroid of bar):	4.0	cm

ULTIMATE LIMIT STATE - DESIGN INTERNAL FORCES ASSIGNED FOR EACH COMBINATION

N	Design axial force [kN] applied in the concrete centroidal point (+ if compressive)			
Mx	Design moment force [kNm] around the x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section			
VY	Design shear [kN] in a direction parallel to the axis Y			
T	Design torsional Moment [kN m]			
Comb.N.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	33.50	0.00	0.00

CHECKS RESULTS

Min edge cover of longitudinal bars:	3.2	cm
Min edge distance between longitudinal bars:	6.6	cm

ULTIMATE LIMIT STATE - CHECKS FOR BENDING AND AXIAL FORCE

Check	Result of check
N	Design axial force applied in the concrete centroid [kN] (+ if compressive)
Mx	Design bending moment force [kNm] around x axis of reference
N ult	Axial capacity [kN] of section (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis of reference
S.F.	Safety factor = vectorial ratio of (N ult, Mx ult) to (N, Mx). Check OK if such ratio is >=1.0
Yneutral	Ordinate Y [cm] of neutral axis in the reference system
Mx sn.	Yielding bending moment [kNm]
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 [(5.10)EC2]

As Tension Area bars in tension zone [cm²] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2]

As Tension Area bars in tension zone [cm²] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2]

Comb.N.	Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.	Y neutral	Mx sn.	x/d	D	As Tension
1	OK	0.00	33.50	-0.28	63.79	1.904	17.3	53.45	---	---	---

ULTIMATE LIMIT STATE - STRAINS AT ULTIMATE STATE

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)
Yc max	Ordinate in [cm] of the fiber corresponding to ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive)
Ys max	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es max
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive)
Ys min	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es min

Comb.N.	ec max	ec *	Yc max	es max	Ys max	es min	Ys min
1	0.00350	-0.00352	22.0	-0.00164	15.1	-0.00767	7.0

Verifica a taglio

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 = 220	mm	altezza	g _s = 1.15		coeff. sicurezza
c = 50	mm	copriferro	f _{yd} = 391.3	MPa	resist. di calcolo
f _{ck} = 30	MPa	resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:		
g _c = 1.50		coeff. sicurezza	A _{sl,1} = 5	Ø	16 = 10.05 cm ²
a _{cc} = 0.85		coeff. riduttivo	A _{sl,2} = 0	Ø	0 = 0.00 cm ²
d = 170	mm	altezza utile	A _{sl,3} = 0	Ø	0 = 0.00 cm ²
f _{cd} = 17.00	MPa	resist. di calcolo			10.05 cm ²

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

N _{ed} = 0.0	kN	V _{ed} = 75.0	kN
-----------------------	----	------------------------	----

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

k = 1+(200/d) ^{1/2} <2	k = 2.000	<2
n _{min} = 0,035 k ^{3/2} f _{ck} ^{-1/2}	n _{min} = 0.542	
r ₁ = A _{sl} /(b _w ×d) <0.02	r ₁ = 0.006	<0.02
σ _{cp} = N _{Ed} /A _c <0.2f _{cd}	σ _{cp} = 0.00	MPa <0.2 fcd

$$V_{Rd} = (0,18 \times k \times (100 \times r_1 \times f_{ck})^{1/3} / g_c + 0,15 \times s_{cp}) \times b_w \times d > (n_{min} + 0,15 \times s_{cp}) \times b_w \times d$$

$$V_{Rd} = 106.4 \text{ kN}; \quad (\text{con } (n_{min} + 0,15 \times s_{cp}) \times b_w \times d = 92.2 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 106.4 \text{ kN} \quad \text{valore di calcolo}$$

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Check	Result of check									
e1	Greater concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section									
e2	Lesser concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section									
k1	= 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]									
kt	= 0.6 for charact. and frequent SLS; = 0.4 for quasi-perm. SLS (Factor dependent on the duration of the load [see eq.(7.9) EC2])									
k2	= 0.5 for bending; $=(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ for eccentric tension [see eq.(7.13) EC2]									
k3	= 3.400 Coeff. in eq. (7.11) EC2 according to national annex									
k4	= 0.425 Coeff. in eq. (7.11) EC2 according to national annex									
Ø c	Equivalent bar diameter [mm] cover [cm] to the tensile reinforcement [see eq.(7.11)(7.12) EC2]									
r eff	Geometrical ratio $A_s \text{ eff} / A_c \text{ eff}$ [eq.(7.10) EC2]									
e sm - e cm	Difference between the mean strain of tensile steel and concrete under the relevant combination [eq.(7.8)] Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = 0.6 S_{max} / E_s									
sr max	Max final crack [mm] spacing									
wk	Calculated value [mm] of crack width = $sr \text{ max} \cdot (e \text{ sm} - e \text{ cm})$ [eq.(7.8)]. Limit value of wk is shown between brackets									
M crack	First cracking bending moment [kNm]									
Comb.N. Check	e1	e2	k2	Ø c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack	
1 OK	-0.00152	0	0.500	16 6.2	0.018	0.000524 (0.00052)	359	0.188	24.63	

SLS FREQUENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Comb.N. Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1 OK	5.93	22.0	0.00	16.4	-149.3	15.1	5.5	547	10.1	21.5

SLS FREQUENT COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N. Check	e1	e2	k2	Ø c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1 OK	-0.00130	0	0.500	16 6.2	0.018	0.000448 (0.00045)	359	0.161 (0.30)	24.63

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

Comb.N. Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1 OK	3.67	22.0	0.00	16.4	-92.4	15.1	5.5	547	10.1	21.5

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

Comb.N. Check	e1	e2	k2	Ø c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1 OK	-0.00081	0	0.500	16 6.2	0.018	0.000277 (0.00028)	359	0.099 (0.20)	24.63

SLS - MINIMUM REINFORCEMENT AREAS FOR CRACK CONTROL [§ 7.3.2 EC2]

N.Comb.	SLS combination number										
Comb.Type	Frequent or Quasi-Permanent										
Region	Part of concrete section under consideration (Web/Flange)										
k	Coeff. wich take account of self-equilibrating stresses [see eq.(7.1) EC2]										
kc	Coeff. wich take account of stress distribution at cracking[see eq.(7.1) EC2]										
Ac eff	Area of concrete within tensile zone of the region under consideration just before cracking [(7.1)]										
Ned	SLS axial force (+ if compressive) acting on the region under consideration [kN]										
Sc	=Ned/Ac mean stress in the region of area Ac (web or rectangular section) [eq.(7.1)]										
Fcr	Absolute value of the tensile force [kN] within the flange at cracking due to the cracking moment [eq.(7.3)]										
k1	Coeff. considering the effect of axial forces on the stress (web or rectangular section) [eq.(7.2)]										
As reg	Area [cm ²] of reinforcing steel within the tensile zone of region under consideration										
As min	Minimum Area [cm ²] of reinforcing steel within the tensile zone of region under consideration required by eq. (7.1)										
Comb.N.	Comb.Type	Region	k	kc	Ac eff	Ned	Sc	k1	Frc	As reg	As min
1	Frequent	Web	1.00	0.40	1100	---	---	---	-158.54	10.1	2.8
1	Quasi-perm.	Web	1.00	0.40	1100	---	---	---	-158.54	10.1	2.8

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO					
	RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO					
OPERE IDRAULICHE DI ATTRAVERSAMENTO RELAZIONE DI CALCOLO 3/3	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLID0000003	REV. A	FOGLIO 61 di 229

5.4.2.4 Sezione S3, S4 - Piedritto – nodo con soletta superiore/ inferiore

NOTA: E' svolta solo una verifica strutturale dei piedritti, considerata valide sia per la sezione ai nodi superiori sia per quelli inferiori a causa delle sollecitazioni essendo quasi uguali.

5.4.2.4.1 S tato Limite Ultimo

Sollecitazioni massimi in nodo:

Valore di progetto del sforzo assiale	$N_{Ed} = - 35.00 \text{ kN}$
Valore di progetto del momento flettente agente	$M_{Ed} = 32.21 \text{ kNm}$
Valore di progetto del taglio agente	$V_{Ed} = 75.76 \text{ kN}$

Le verifiche sono fate con il software RC-SEC, con la verifica tagliante stata condotta non considerando armatura a taglio.

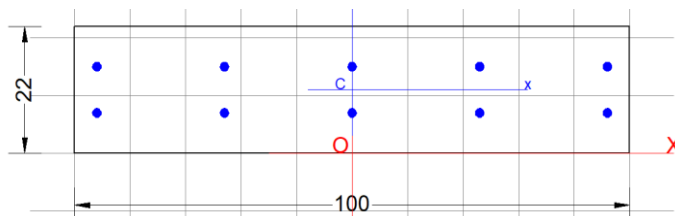
Sezione di calcolo **1.00x0.22**

Armatura superiore **5 Ø 16**

Armatura inferiore **5 Ø 16**

Copriferro superiore/inferiore **5.0 cm**

(netto)



GENERAL DATA OF PREDEFINED RC CROSS-SECTION

Section Name: Piedritti_Nodo.secEC

Section description:	
Reference code:	EN 1992-1-1 [EC2] Italian Annex
Exposure Class:	XA1 - Chemical attack (slight aggressive)
Structural member of belonging:	Beam (or slab) without stirrup [§6.2.1(4) EC2]
Section type:	Predefined section
Cross-section shape:	Rectangular
Stress path:	Constant ratio M/N to achieve bending ULS
Reference of assigned forces:	Principal axes x,y of inertia

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C30/37
	Design compressive strength f_{cd} :	17.0 MPa
	Strain at max strength ϵ_{c2} :	0.0020
	Ultimate strain ϵ_{cu} :	0.0035

Compression diagram stress-strain: Parabola-Rectangle
 Mean elastic modulus E_{cm} : 32836.6 MPa
 Mean tensile strength f_{ctm} : 2.9 MPa
 Es/Ec in SLS combination: 15.00
 Stress limit Characteristic SLS: 18.0 MPa
 Stress limit Frequent SLS: 18.0 MPa
 wk lim =limit crack width Frequent SLS: 0.300 mm
 Coeff. k3: 3.4000 § 7.3.4(3) EC2
 Coeff. k4: 0.4250 § 7.3.4(3) EC2
 Stress limit Quasi-Permanent SLS: 13.5 MPa
 wk lim =limit crack-width Quasi-Permanent SLS: 0.200 mm

STEEL - Longitudinal Bars and Stirrups: B450C
 Characteristic yield stress f_{yk} : 450.0 MPa
 Tensile strength f_{tk} : 540.0 MPa
 Design yield stress f_{yd} : 391.3 MPa
 Design strength f_{td} : 391.3 MPa
 Design ultimate strain ϵ_{su} : 0.068
 Mean elastic modulus E_s : 200000.0 MPa
 SLS Charact. - S_s Limit: 360.00 MPa

GEOMETRIC AND REINFORCEMENT DATA

Width: 100.0 cm
 Depth: 22.0 cm
 Bottom bars: 5Ø16 (10.1 cm²)
 Top bars: 5Ø16 (10.1 cm²)
 Low Cover (from centroid of bar): 7.0 cm
 Top Cover (from centroid of bar): 7.0 cm
 Web Cover (from centroid of bar): 4.0 cm

ULTIMATE LIMIT STATE - DESIGN INTERNAL FORCES ASSIGNED FOR EACH COMBINATION

N Design axial force [kN] applied in the concrete centroidal point (+ if compressive)
 Mx Design moment force [kNm] around the x axis
 with positive direction if such as to compress the upper edge of the section
 Vy Design shear [kN] in a direction parallel to the axis Y
 T Design torsional Moment [kN m]

Comb.N.	N	Mx	Vy	MT
1	35.00	32.21	0.00	0.00

CHECKS RESULTS

Checks of section OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars: 3.2 cm
 Min edge distance between longitudinal bars: 6.4 cm

ULTIMATE LIMIT STATE - CHECKS FOR BENDING AND AXIAL FORCE

Check Result of check
 N Design axial force applied in the concrete centroid [kN] (+ if compressive)
 Mx Design bending moment force [kNm] around x axis of reference
 N ult Axial capacity [kN] of section (+ if compressive)
 Mx ult Bending moment capacity [kNm] around x axis of reference

S.F.	Safety factor = vectorial ratio of (N ult,Mx ult) to (N,Mx). Check OK if such ratio is ≥ 1.0
Yneutral	Ordinate Y [cm] of neutral axis in the reference system
Mx sn.	Yielding bending moment [kNm]
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 [(5.10)EC2]
As Tension	Area bars in tension zone [cm ²] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2]

	Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.	Yneutral	Mx sn.	x/d	D	As Tension
1	OK	35.00	32.21	75.00	69.02	2.143	16.8	0.00	---	---	---

ULTIMATE LIMIT STATE - STRAINS AT ULTIMATE STATE

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)
Yc max	Ordinate in [cm] of the fiber corresponding to ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive)
Ys max	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es max
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive)
Ys min	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es min

Comb.N.	ec max	ec *	Yc max	es max	Ys max	es min	Ys min
1	0.00350	-0.00286	22.0	-0.00122	15.0	-0.00661	7.0

Verifica a taglio

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 = 220	mm	altezza	γ _s = 1.15		coeff. sicurezza
c = 70	mm	copriferro	f _{yd} = 391.3	MPa	resist. di calcolo
f _{ck} = 30	MPa	resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:		
γ _c = 1.50		coeff. sicurezza	A _{sl,1} = 5	Ø 16	= 10.05 cm ²
α _{cc} = 0.85		coeff. riduttivo	A _{sl,2} = 0	Ø 0	= 0.00 cm ²
d = 150	mm	altezza utile	A _{sl,3} = 0	Ø 0	= 0.00 cm ²
f _{cd} = 17.00	MPa	resist. di calcolo			10.05 cm ²

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

N _{ed} = 0.0	kN	V _{ed} = 75.8	kN
-----------------------	----	------------------------	----

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

k = 1+(200/d) ^{1/2} < 2	k = 2.000	< 2
v _{min} = 0,035 k ^{3/2} f _{ck} ^{1/2}	v _{min} = 0.542	
ρ ₁ = A _{sl} /(b _w ×d) < 0.02	ρ ₁ = 0.007	< 0.02
σ _{cp} = N _{Ed} /A _c < 0.2f _{cd}	σ _{cp} = 0.00	MPa fcd

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

$$V_{Rd} = 97.9 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 81.3 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 97.9 \text{ kN} \quad \text{valore di calcolo}$$

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

5.4.2.4.2 S tato Limite di Esercizio

Sollecitazioni massimi in nodo:

SLE Rara e SLD

Valore di progetto del momento flettente agente MEd = 22.45 kNm

SLE Frequente

Valore di progetto del momento flettente agente MEd = 20.73 kNm

SLE Quasi permanente

Valore di progetto del momento flettente agente MEd = 11.46 kNm

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

N Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)
Mx Moment force [kNm] around x axis
with positive direction if such as to compress the upper edge of the section

Comb.N.	N	Mx
1	43.90	22.45

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

N Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)
Mx Moment force [kNm] around x axis
with positive direction if such as to compress the upper edge of the section

Comb.N.	N	Mx
1	86.00	20.73

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

N Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)
Mx Moment force [kNm] around x axis
with positive direction if such as to compress the upper edge of the section

Comb.N.	N	Mx
1	57.00	11.46

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

CheckResult of Check

Sc max Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]
Yc max y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
Sc min Min compression stress (+) in concrete [Mpa]
Yc min y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc min (reference X,Y,O)
Ss min Min tension stress (-) of steel bars [Mpa]
Ys min y-coordinate [cm] of centroid bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
hc eff. Concrete depth [cm] in concrete tension area surrounding tension steel bars
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)
D bars Mean spacing [cm] of bonded reinforcement [eq.(7.11) §7.3.4(3)EC2]
(D bars = 0 indicates spacing > 5(c+O/2) and eq.(7.14) is pertinent)

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	6.35	22.0	0.00	15.9	-137.2	15.0	5.3	528	10.1	21.5

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Check	Result of check
e1	Greater concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
e2	Lesser concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
k1	= 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]
kt	= 0.6 for charact. and frequent SLS; = 0.4 for quasi-perm. SLS (Factor dependent on the duration of the load [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) EC2 according to national annex
k4	= 0.425 Coeff. in eq. (7.11) EC2 according to national annex
Φc	Equivalent bar diameter [mm] cover [cm] to the tensile reinforcement [see eq.(7.11)(7.12) EC2]
r eff	Geometrical ratio $A_{s\text{ eff}} / A_{c\text{ eff}}$ [eq.(7.10) EC2]
e sm - e cm	Difference between the mean strain of tensile steel and concrete under the relevant combination [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
M crack	First cracking bending moment [kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Φc	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00123	0	0.500	16 6.2	0.0190.000412	(0.00041)	354	0.146	26.39

SLS FREQUENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	5.64	22.0	0.00	15.2	-102.2	15.0	5.1	507	10.1	21.5

SLS FREQUENT COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Φc	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00095	0	0.500	16 6.2	0.0200.000307	(0.00031)	348	0.107 (0.30)	28.68

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

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	3.07	22.0	0.00	14.9	-51.6	15.0	5.0	498	10.1	21.5

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

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Φc	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00049	0	0.500	16 6.2	0.0200.000155	(0.00015)	345	0.053 (0.20)	29.65

SLS - MINIMUM REINFORCEMENT AREAS FOR CRACK CONTROL [§ 7.3.2 EC2]

N.Comb.	SLS combination number
Comb.Type	Frequent or Quasi-Permanent
Region	Part of concrete section under consideration (Web/Flange)
k	Coeff. wich take account of self-equilibrating stresses [see eq.(7.1) EC2]
kc	Coeff. wich take account of stress distribution at cracking [see eq.(7.1) EC2]
Ac eff	Area of concrete within tensile zone of the region under consideration just before cracking [(7.1)]
Ned	SLS axial force (+ if compressive) acting on the region under consideration [kN]
Sc	= Ned / Ac mean stress in the region of area Ac (web or rectangular section) [eq.(7.1)]
Fcr	Absolute value of the tensile force [kN] within the flange at cracking due to the cracking moment [eq.(7.3)]
k1	Coeff. considering the effect of axial forces on the stress (web or rectangular section) [eq.(7.2)]
As reg	Area [cm ²] of reinforcing steel within the tensile zone of region under consideration
As min	Minimum Area [cm ²] of reinforcing steel within the tensile zone of region under consideration required by eq. (7.1)

Comb.N.	Comb.Type	Region	k	kc	Ac eff	Ned	Sc	k1	Frc	As reg	As min
1	Frequent	Web	1.00	0.36	950	---	---	---	-136.83	10.1	2.2
1	Quasi-perm.	Web	1.00	0.35	900	---	---	---	-132.33	10.1	2.0

5.4.2.5 Sezione S5 - Piedritto – mezzeria

5.4.2.5.1 Stato Limite Ultimo

Sollecitazioni massimi in mezzeria:

Valore di progetto del sforzo assiale $N_{Ed} = - 46.00 \text{ kNm}$

Valore di progetto del momento flettente agente $M_{Ed} = 11.00 \text{ kNm}$

Le verifiche sono fatte con il software RC-SEC, con la verifica tagliante stata condotta non considerando armatura a taglio.

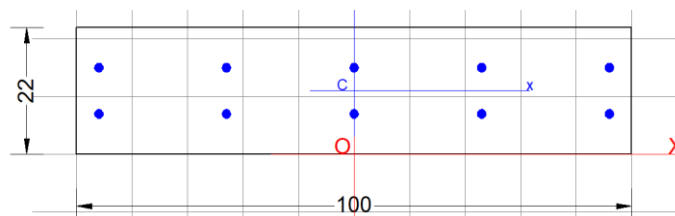
Sezione di calcolo **1.00x0.22**

Armatura superiore **5 Ø 16**

Armatura inferiore **5 Ø 16**

Copriferro superiore/inferiore **5.0 cm**

(netto)



GENERAL DATA OF PREDEFINED RC CROSS-SECTION

Section Name: [Piedritti_Campata.secEC](#)

Section description:

Reference code:	EN 1992-1-1 [EC2] Italian Annex
Exposure Class:	XA1 - Chemical attack (slight aggressive)
Structural member of belonging:	Beam (or slab) without stirrup [§6.2.1(4) EC2]
Section type:	Predefined section
Cross-section shape:	Rectangular
Stress path:	Constant ratio M/N to achieve bending ULS
Reference of assigned forces:	Principal axes x,y of inertia

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C30/37
	Design compressive strength f_{cd} :	17.0 MPa
	Strain at max strength ϵ_{c2} :	0.0020
	Ultimate strain ϵ_{cu} :	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rectangle
	Mean elastic modulus E_{cm} :	32836.6 MPa
	Mean tensile strength f_{ctm} :	2.9 MPa

Es/Ec in SLS combination:	15.00	
Stress limit Characteristic SLS:	18.0	MPa
Stress limit Frequent SLS:	18.0	MPa
wk lim =limit crack width Frequent SLS:	0.300	mm
Coeff. k3:	3.4000	§ 7.3.4(3) EC2
Coeff. k4:	0.4250	§ 7.3.4(3) EC2
Stress limit Quasi-Permanent SLS:	13.5	MPa
wk lim =limit crack-width Quasi-Permanent SLS:	0.200	mm

STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C
	Characteristic yield stress fyk:	450.0 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

GEOMETRIC AND REINFORCEMENT DATA

Width:	100.0	cm
Depth:	22.0	cm
Bottom bars:	5Ø16	(10.1 cm ²)
Top bars:	5Ø16	(10.1 cm ²)
Low Cover (from centroid of bar):	7.0	cm
Top Cover (from centroid of bar):	7.0	cm
Web Cover (from centroid of bar):	4.0	cm

ULTIMATE LIMIT STATE - DESIGN INTERNAL FORCES ASSIGNED FOR EACH COMBINATION

N	Design axial force [kN] applied in the concrete centroidal point (+ if compressive)
Mx	Design moment force [kNm] around the x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section
Vy	Design shear [kN] in a direction parallel to the axis Y
T	Design torsional Moment [kN m]

Comb.N.	N	Mx	Vy	MT
1	46.00	11.00	0.00	0.00

CHECKS RESULTS

Checks of section OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars:	3.2	cm
Min edge distance between longitudinal bars:	6.4	cm

ULTIMATE LIMIT STATE - CHECKS FOR BENDING AND AXIAL FORCE

Check	Result of check
N	Design axial force applied in the concrete centroid [kN] (+ if compressive)
Mx	Design bending moment force [kNm] around x axis of reference
N ult	Axial capacity [kN] of section (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis of reference
S.F.	Safety factor = vectorial ratio of (N ult, Mx ult) to (N, Mx). Check OK if such ratio is >=1.0
Yneutral	Ordinate Y [cm] of neutral axis in the reference system
Mx sn.	Yielding bending moment [kNm]
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 [(5.10)EC2]
As Tension Area bars in tension zone [cm²] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2]]

As Tension Area bars in tension zone [cm²] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2]]

Comb.N.	Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.	Y neutral	Mx sn.	x/d	D	As Tension
1	OK	46.00	11.00	346.30	82.81	7.528	15.9	53.45	---	---	---

ULTIMATE LIMIT STATE - STRAINS AT ULTIMATE STATE

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)
Yc max Ordinate in [cm] of the fiber corresponding to ec max
es max Max strain in steel bars (+ if compressive)
Ys max Ordinate [cm] of the bar corresponding to es max
es min Min strain in steel bars (+ if compressive)
Ys min Ordinate [cm] of the bar corresponding to es min

Comb.N.	ec max	ec *	Yc max	es max	Ys max	es min	Ys min
1	0.00350	-0.00190	22.0	-0.00051	15.0	-0.00509	7.0

5.4.2.5.2 Stato Limite di Esercizio

Sollecitazioni massimi in mezzzeria:

SLE Rara e SLD

Valore di progetto del momento flettente agente MEd = 8.00 kNm

SLE Frequente

Valore di progetto del momento flettente agente MEd = 7.00 kNm

SLE Quasi permanente

Valore di progetto del momento flettente agente MEd = 4.00 kNm

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

N Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)
Mx Moment force [kNm] around x axis
with positive direction if such as to compress the upper edge of the section

Comb.N.	N	Mx
1	56.00	8.00

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

N Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)
Mx Moment force [kNm] around x axis
with positive direction if such as to compress the upper edge of the section

Comb.N.	N	Mx
1	88.00	7.00

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

N	Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)
Mx	Moment force [kNm] around x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section

Comb.N.	N	Mx
1	60.00	4.00

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Check	Result of Check
Sc max	Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]
Yc max	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
Sc min	Min compression stress (+) in concrete [Mpa]
Yc min	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc min (reference X,Y,O)
Ss min	Min tension stress (-) of steel bars [Mpa]
Ys min	y-coordinate [cm] of centroid bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
hc eff.	Concrete depth [cm] in concrete tension area surrounding tension steel bars
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)
D bars	Mean spacing [cm] of bonded reinforcement [eq.(7.11) §7.3.4(3)EC2] (D bars = 0 indicates spacing > 5(c+O/2) and eq.(7.14) is pertinent)

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	2.05	22.0	0.00	14.1	-27.8	15.0	4.7	471	10.1	21.5

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Check	Result of check
e1	Greater concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
e2	Lesser concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
k1	= 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]
kt	= 0.6 for charact. and frequent SLS; = 0.4 for quasi-perm. SLS (Factor dependent on the duration of the load [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) EC2 according to national annex
k4	= 0.425 Coeff. in eq. (7.11) EC2 according to national annex
Ø c	Equivalent bar diameter [mm] cover [cm] to the tensile reinforcement [see eq.(7.11)(7.12) EC2]
r eff	Geometrical ratio As eff/Ac eff [eq.(7.10) EC2]
e sm - e cm	Difference between the mean strain of tensile steel and concrete under the relevant combination [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
M crack	First cracking bending moment [kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00028	0	0.500	16 6.2	0.021	0.000083 (0.00008)	338	0.028	32.33

SLS FREQUENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	1.56	22.0	0.00	10.8	-7.9	15.0	3.6	360	10.1	21.5

SLS FREQUENT COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00011	0	0.500	16 6.2	0.028	0.000024 (0.00002)	308	0.007 (0.30)	43.03

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

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	0.85	22.0	0.00	8.8	-1.8	15.0	2.9	295	10.1	21.5

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

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø c	r eff e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00004	0	0.500	16 6.2	0.034 0.000005 (0.00001)	290	0.002 (0.20)	50.28

SLS - MINIMUM REINFORCEMENT AREAS FOR CRACK CONTROL (§ 7.3.2 EC2)

N.Comb.	SLS combination number
Comb.Type	Frequent or Quasi-Permanent
Region	Part of concrete section under consideration (Web/Flange)
k	Coeff. wich take account of self-equilibrating stresses [see eq.(7.1) EC2]
kc	Coeff. wich take account of stress distribution at cracking[see eq.(7.1) EC2]
Ac eff	Area of concrete within tensile zone of the region under consideration just before cracking [(7.1)]
Ned	SLS axial force (+ if compressive) acting on the region under consideration [kN]
Sc	=Ned/Ac mean stress in the region of area Ac (web or rectangular section) [eq.(7.1)]
Fcr	Absolute value of the tensile force [kN] within the flange at cracking due to the cracking moment [eq.(7.3)]
k1	Coeff. considering the effect of axial forces on the stress (web or rectangular section) [eq.(7.2)]
As reg	Area [cm ²] of reinforcing steel within the tensile zone of region under consideration
As min	Minimum Area [cm ²] of reinforcing steel within the tensile zone of region under consideration required by eq. (7.1)

Comb.N.	Comb.Type	Region	k	kc	Ac eff	Ned	Sc	k1	Frc	As reg	As min
1	Frequent	Web	1.00	0.20	650	---	---	---	-91.12	10.1	0.8
1	Quasi-perm.	Web	1.00	0.12	550	---	---	---	-78.03	10.1	0.4

5.4.2.6 Sezione S6 - Soletta inferiore – nodo con piedritto

5.4.2.6.1 Stato Limite Ultimo

NOTA: Le forze normali sono trascurati a favore di sicurezza.

Sollecitazioni massimi in nodo:

Valore di progetto del momento flettente agente $M_{Ed} = 37.78 \text{ kNm}$

Valore di progetto del taglio agente $V_{Ed} = 123.85 \text{ kN}$

Le verifiche sono fate con il software RC-SEC, con la verifica tagliente stata condotta non considerando armatura a taglio.

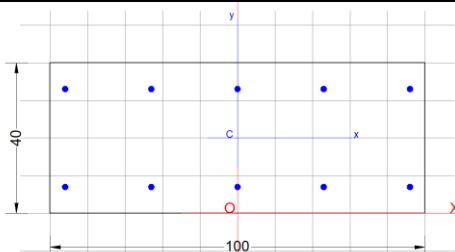
Sezione di calcolo 1.00x0.40

Armatura superiore 5 Ø 16

Armatura inferiore 5 Ø 16

Copriferro superiore/inferiore 5.0 cm

(netto)



GENERAL DATA OF PREDEFINED RC CROSS-SECTION

Section Name: Solleta di fondazione_Nodo.secEC

Section description:	
Reference code:	EN 1992-1-1 [EC2] Italian Annex
Exposure Class:	XA1 - Chemical attack (slight aggressive)
Structural member of belonging:	Beam (or slab) without stirrup [§6.2.1(4) EC2]
Section type:	Predefined section
Cross-section shape:	Rectangular
Stress path:	Constant ratio M/N to achieve bending ULS
Reference of assigned forces:	Principal axes x,y of inertia

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C30/37
	Design compressive strength fcd:	17.0 MPa
	Strain at max strength ec2:	0.0020
	Ultimate strain ecu:	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rectangle
	Mean elastic modulus Ecm:	32836.6 MPa
	Mean tensile strength fctm:	2.9 MPa
	Es/Ec in SLS combination:	15.00
	Stress limit Characteristic SLS:	18.0 MPa
	Stress limit Frequent SLS:	18.0 MPa
	wk lim =limit crack width Frequent SLS:	0.300 mm
	Coeff. k3:	3.4000 § 7.3.4(3) EC2
	Coeff. k4:	0.4250 § 7.3.4(3) EC2
	Stress limit Quasi-Permanent SLS:	13.5 MPa
wk lim =limit crack-width Quasi-Permanent SLS:	0.200 mm	
STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C
	Characteristic yield stress fyk:	450.0 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

GEOMETRIC AND REINFORCEMENT DATA

Width:	100.0	cm
Depth:	40.0	cm
Bottom bars:	5Ø16	(10.1 cm ²)
Top bars:	5Ø16	(10.1 cm ²)
Low Cover (from centroid of bar):	7.0	cm
Top Cover (from centroid of bar):	7.0	cm
Web Cover (from centroid of bar):	4.0	cm

ULTIMATE LIMIT STATE - DESIGN INTERNAL FORCES ASSIGNED FOR EACH COMBINATION

	N	Mx	Vy	MT
N	Design axial force [kN] applied in the concrete centroidal point (+ if compressive)			
Mx	Design moment force [kNm] around the x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section			
Vy	Design shear [kN] in a direction parallel to the axis Y			
T	Design torsional Moment [kN m]			
Comb.N.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	37.78	0.00	0.00
2	0.00	-21.00	0.00	0.00

CHECKS RESULTS

Min edge cover of longitudinal bars:	3.2 cm
Min edge distance between longitudinal bars:	21.4 cm

ULTIMATE LIMIT STATE - CHECKS FOR BENDING AND AXIAL FORCE

Check	Result of check
N	Design axial force applied in the concrete centroid [kN] (+ if compressive)
Mx	Design bending moment force [kNm] around x axis of reference
N ult	Axial capacity [kN] of section (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis of reference
S.F.	Safety factor = vectorial ratio of (N ult, Mx ult) to (N, Mx). Check OK if such ratio is ≥ 1.0
Yneutral	Ordinate Y [cm] of neutral axis in the reference system
Mx sn.	Yielding bending moment [kNm]
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 [(5.10)EC2]
As Tension	Area bars in tension zone [cm ²] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2]

As Tension Area bars in tension zone [cm²] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2]

Comb.N.	Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.	Y neutral	Mx sn.	x/d	D	As Tension
1	OK	0.00	37.78	0.02	135.98	3.599	35.0	53.45	---	---	---
2	OK	0.00	-21.00	0.02	-135.98	6.475	5.0	118.10	---	---	---

ULTIMATE LIMIT STATE - STRAINS AT ULTIMATE STATE

	ec max	ec*	Yc max	es max	Ys max	es min	Ys min
ec max	Ultimate compressive strain in concrete						
ec*	Strain in the concrete fiber at $ec/2$ of depth (if $ec^* > 0$ then the section is all compressed)						
Yc max	Ordinate in [cm] of the fiber corresponding to ec max						
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive)						
Ys max	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es max						
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive)						
Ys min	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es min						

Comb.N.	ec max	ec *	Yc max	es max	Ys max	es min	Ys min
1	0.00350	-0.00860	40.0	-0.00144	33.0	-0.01980	7.0
2	0.00350	-0.00860	0.0	-0.00144	7.0	-0.01980	33.0

Verifica a taglio

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
$h = 400$ mm	altezza	$\gamma_s = 1.15$	coeff. sicurezza
$c = 70$ mm	copriferro	$f_{yd} = 391.3$ MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 30$ MPa	resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:	
$\gamma_c = 1.50$	coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 5 \text{ } \emptyset 16$	$= 10.05 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0 \text{ } \emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 330$ mm	altezza utile	$A_{sl,3} = 0 \text{ } \emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 17.00$ MPa	resist. di calcolo		10.05 cm^2

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

$N_{ed} = 0.0$ kN $V_{ed} = 123.9$ kN

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2$ $k = 1.778$ < 2

$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ $v_{min} = 0.455$

$\rho_l = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02$ $\rho_l = 0.003$ < 0.02

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

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

$V_{Rd} = 147.2$ kN; (con $(v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 150.0$ kN)

$V_{Rd} = 150.0$ kN assunto pari alla resistenza minima

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

5.4.2.6.2 Stato Limite di Esercizio

Sollecitazioni massimi in mezzera:

SLE Rara e SLD

Valore di progetto del momento flettente agente $M_{Ed} = 26.28$ kNm

SLE Frequente

Valore di progetto del momento flettente agente $M_{Ed} = 22.93$ kNm

SLE Quasi permanente

Valore di progetto del momento flettente agente $M_{Ed} = 12.87$ kNm

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

N	Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)	
Mx	Moment force [kNm] around x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section	
Comb.N.	N	Mx
1	0.00	26.28

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

Comb.N.	Assigned Internal Forces	
	N	Mx
1	0.00	22.93

N: Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)
Mx: Moment force [kNm] around x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section

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

Comb.N.	Assigned Internal Forces	
	N	Mx
1	0.00	12.87

N: Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)
Mx: Moment force [kNm] around x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Check	Result of Check										
Sc max	Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]										
Yc max	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc max (reference X,Y,O)										
Sc min	Min compression stress (+) in concrete [Mpa]										
Yc min	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc min (reference X,Y,O)										
Ss min	Min tension stress (-) of steel bars [Mpa]										
Ys min	y-coordinate [cm] of centroid bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)										
hc eff.	Concrete depth [cm] in concrete tension area surrounding tension steel bars										
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)										
D bars	Mean spacing [cm] of bonded reinforcement [eq.(7.11) §7.3.4(3)EC2] (D bars = 0 indicates spacing > 5(c+O/2) and eq.(7.14) is pertinent)										
Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	1.98	40.0	0.00	31.6	-87.2	33.0	10.5	1054	10.1	21.5

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Check	Result of check										
e1	Greater concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section										
e2	Lesser concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section										
k1	= 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]										
kt	= 0.6 for charact. and frequent SLS; = 0.4 for quasi-perm. SLS (Factor dependent on the duration of the load [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) EC2 according to national annex										
k4	= 0.425 Coeff. in eq. (7.11) EC2 according to national annex										
Ø c	Equivalent bar diameter [mm] cover [cm] to the tensile reinforcement [see eq.(7.11)(7.12) EC2]										
r eff	Geometrical ratio As eff/Ac eff [eq.(7.10) EC2]										
e sm - e cm	Difference between the mean strain of tensile steel and concrete under the relevant combination [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										
M crack	First cracking bending moment [kNm]										
Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack	
1	OK	-0.00056	0	0.500	16 6.2	0.010	0.000262 (0.00026)	496	0.130	84.62	

SLS FREQUENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	1.73	40.0	0.00	31.6	-76.1	33.0	10.5	1054	10.1	21.5

SLS FREQUENT COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00049	0	0.500	16 6.2	0.010	0.000228 (0.00023)	496	0.113 (0.30)	84.62

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

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	0.97	40.0	0.00	31.6	-42.7	33.0	10.5	1054	10.1	21.5

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

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00027	0	0.500	16 6.2	0.010	0.000128 (0.00013)	496	0.064 (0.20)	84.62

SLS - MINIMUM REINFORCEMENT AREAS FOR CRACK CONTROL (§ 7.3.2 EC2)

N.Comb.	SLS combination number
Comb.Type	Frequent or Quasi-Permanent
Region	Part of concrete section under consideration (Web/Flange)
k	Coeff. wich take account of self-equilibrating stresses [see eq.(7.1) EC2]
kc	Coeff. wich take account of stress distribution at cracking[see eq.(7.1) EC2]
Ac eff	Area of concrete within tensile zone of the region under consideration just before cracking [(7.1)]
Ned	SLS axial force (+ if compressive) acting on the region under consideration [kN]
Sc	=Ned/Ac mean stress in the region of area Ac (web or rectangular section) [eq.(7.1)]
Fcr	Absolute value of the tensile force [kN] within the flange at cracking due to the cracking moment [eq.(7.3)]
k1	Coeff. considering the effect of axial forces on the stress (web or rectangular section) [eq.(7.2)]
As reg	Area [cm ²] of reinforcing steel within the tensile zone of region under consideration
As min	Minimum Area [cm ²] of reinforcing steel within the tensile zone of region under consideration required by eq. (7.1)

Comb.N.	Comb.Type	Region	k	kc	Ac eff	Ned	Sc	k1	Frc	As reg	As min
1	Frequent	Web	0.72	0.40	2000	---	---	---	-289.65	10.1	3.7
1	Quasi-perm.	Web	0.72	0.40	2000	---	---	---	-289.65	10.1	3.7

5.4.2.7 Sezione S7 - Soletta inferiore - mezzeria

5.4.2.7.1 Stato Limite Ultimo

NOTA: Le forze normali sono trascurati a favore di sicurezza.

Sollecitazioni massimi in mezzeria:

Valore di progetto del momento flettente agente $M_{Ed} = -29.00 \text{ kNm}$

Le verifiche sono fatte con il software RC-SEC, con la verifica tagliante stata condotta non considerando armatura a taglio.

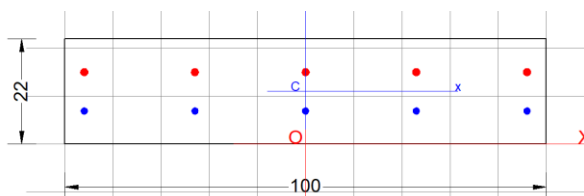
Sezione di calcolo **1.00x0.22**

Armatura superiore **5 Ø 16**

Armatura inferiore **5 Ø 16**

Copriferro superiore/inferiore **5.0 cm**

(netto)



GENERAL DATA OF PREDEFINED RC CROSS-SECTION

Section Name: Solleta di fondazione_Campata.secEC

Section description:

Reference code:	EN 1992-1-1 [EC2] Italian Annex
Exposure Class:	XA1 - Chemical attack (slight aggressive)
Structural member of belonging:	Beam (or slab) without stirrup [§6.2.1(4) EC2]
Section type:	Predefined section
Cross-section shape:	Rectangular
Stress path:	Constant axial force to achieve bending ULS
Reference of assigned forces:	Principal axes x,y of inertia

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C30/37
	Design compressive strength f_{cd} :	17.0 MPa
	Strain at max strength ϵ_{c2} :	0.0020
	Ultimate strain ϵ_{cu} :	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rectangle
	Mean elastic modulus E_{cm} :	32836.6 MPa

Mean tensile strength f_{ctm} :	2.9	MPa
Es/Ec in SLS combination:	15.00	
Stress limit Characteristic SLS:	18.0	MPa
Stress limit Frequent SLS:	18.0	MPa
wk lim =limit crack width Frequent SLS:	0.300	mm
Coeff. k3:	3.4000	§ 7.3.4(3) EC2
Coeff. k4:	0.4250	§ 7.3.4(3) EC2
Stress limit Quasi-Permanent SLS:	13.5	MPa
wk lim =limit crack-width Quasi-Permanent SLS:	0.200	mm

STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C
	Characteristic yield stress f_{yk} :	450.0 MPa
	Tensile strength f_{tk} :	540.0 MPa
	Design yield stress f_{yd} :	391.3 MPa
	Design strength f_{td} :	391.3 MPa
	Design ultimate strain ϵ_{su} :	0.068
	Mean elastic modulus Es:	200000.0 MPa
	SLS Charact. - Ss Limit:	360.00 MPa

GEOMETRIC AND REINFORCEMENT DATA

Width:	100.0	cm
Depth:	22.0	cm
Bottom bars:	5Ø16	(10.1 cm ²)
Top bars:	5Ø6	(10.1 cm ²)
Low Cover (from centroid of bar):	7.0	cm
Top Cover (from centroid of bar):	7.0	cm
Web Cover (from centroid of bar):	4.0	cm

ULTIMATE LIMIT STATE - DESIGN INTERNAL FORCES ASSIGNED FOR EACH COMBINATION

N	Design axial force [kN] applied in the concrete centroidal point (+ if compressive)
Mx	Design moment force [kNm] around the x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section
Vy	Design shear [kN] in a direction parallel to the axis Y
T	Design torsional Moment [kN m]

Comb.N.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	-29.00	0.00	0.00

CHECKS RESULTS

Min edge cover of longitudinal bars:	3.2	cm
Min edge distance between longitudinal bars:	6.4	cm

ULTIMATE LIMIT STATE - CHECKS FOR BENDING AND AXIAL FORCE

Check	Result of check
N	Design axial force applied in the concrete centroid [kN] (+ if compressive)
Mx	Design bending moment force [kNm] around x axis of reference
N ult	Axial capacity [kN] of section (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis of reference
S.F.	Safety factor = vectorial ratio of (N ult, Mx ult) to (N, Mx). Check OK if such ratio is ≥ 1.0
Yneutral	Ordinate Y [cm] of neutral axis in the reference system
Mx sn.	Yielding bending moment [kNm]
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 [(5.10)EC2]
As Tension Area bars in tension zone [cm²] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2]]

As Tension Area bars in tension zone [cm²] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2]]

Comb.N.	Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.	Y neutral	Mx sn.	x/d	D	As Tension
1	OK	0.00	-29.00	0.08	-65.17	2.247	5.0	-54.05	---	---	---

ULTIMATE LIMIT STATE - STRAINS AT ULTIMATE STATE

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)
Yc max Ordinate [cm] of the fiber corresponding to ec max
es max Max strain in steel bars (+ if compressive)
Ys max Ordinate [cm] of the bar corresponding to es max
es min Min strain in steel bars (+ if compressive)
Ys min Ordinate [cm] of the bar corresponding to es min

Comb.N.	ec max	ec *	Yc max	es max	Ys max	es min	Ys min
1	0.00350	-0.00316	0.0	-0.00144	7.0	-0.00709	15.0

5.4.2.7.2 Stato Limite di Esercizio

Sollecitazioni massimi in mezzzeria:

SLE Rara e SLD

Valore di progetto del momento flettente agente MEd = -19.50 kNm

SLE Frequente

Valore di progetto del momento flettente agente MEd = -17.00 kNm

SLE Quasi permanente

Valore di progetto del momento flettente agente MEd = -6.10 kNm

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

N Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)
Mx Moment force [kNm] around x axis
with positive direction if such as to compress the upper edge of the section

Comb.N.	N	Mx
1	0.00	-19.50

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

N Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)
Mx Moment force [kNm] around x axis
with positive direction if such as to compress the upper edge of the section

Comb.N.	N	Mx
1	0.00	-17.00

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

Comb.N.	N	Mx
1	0.00	-6.10

N Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)
Mx Moment force [kNm] around x axis
with positive direction if such as to compress the upper edge of the section

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Check	Result of Check
Sc max	Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]
Yc max	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
Sc min	Min compression stress (+) in concrete [Mpa]
Yc min	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc min (reference X,Y,O)
Ss min	Min tension stress (-) of steel bars [Mpa]
Ys min	y-coordinate [cm] of centroid bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
hc eff.	Concrete depth [cm] in concrete tension area surrounding tension steel bars
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)
D bars	Mean spacing [cm] of bonded reinforcement [eq.(7.11) §7.3.4(3)EC2] (D bars = 0 indicates spacing > 5(c+O/2) and eq.(7.14) is pertinent)

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	5.68	0.0	0.00	5.7	-140.2	7.0	5.4	544	10.1	21.5

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Check	Result of check
e1	Greater concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
e2	Lesser concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
k1	= 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]
kt	= 0.6 for charact. and frequent SLS; = 0.4 for quasi-perm. SLS (Factor dependent on the duration of the load [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) EC2 according to national annex
k4	= 0.425 Coeff. in eq. (7.11) EC2 according to national annex
Ø c	Equivalent bar diameter [mm] cover [cm] to the tensile reinforcement [see eq.(7.11)(7.12) EC2]
r eff	Geometrical ratio $As\ eff / Ac\ eff$ [eq.(7.10) EC2]
e sm - e cm	Difference between the mean strain of tensile steel and concrete under the relevant combination [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
M crack	First cracking bending moment [kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00123	0	0.500	16 6.2	0.018	0.000421 (0.00042)	358	0.151	-24.64

SLS FREQUENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	4.95	0.0	0.00	5.7	-122.2	7.0	5.4	544	10.1	21.5

SLS FREQUENT COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00107	0	0.500	16 6.2	0.018	0.000367 (0.00037)	358	0.131 (0.30)	-24.64

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

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	1.78	0.0	0.00	5.7	-43.8	7.0	5.4	544	10.1	21.5

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

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00038	0	0.500	16 6.2	0.018	0.000132 (0.00013)	358	0.047 (0.20)	-24.64

SLS - MINIMUM REINFORCEMENT AREAS FOR CRACK CONTROL [§ 7.3.2 EC2]

N.Comb.SLS combination number

Comb.Type	Region	k	kc	Ac eff	Ned	Sc	k1	Frc	As reg	As min
Frequent or Quasi-Permanent	Part of concrete section under consideration (Web/Flange)	Coeff. wich take account of self-equilibrating stresses [see eq.(7.1) EC2]	Coeff. wich take account of stress distribution at cracking[see eq.(7.1) EC2]	Area of concrete within tensile zone of the region under consideration just before cracking [(7.1)]	SLS axial force (+ if compressive) acting on the region under consideration [kN]	=Ned/Ac mean stress in the region of area Ac (web or rectangular section) [eq.(7.1)]	Absolute value of the tensile force [kN] within the flange at cracking due to the cracking moment [eq.(7.3)]	Coeff. considering the effect of axial forces on the stress (web or rectangular section) [eq.(7.2)]	Area [cm ²] of reinforcing steel within the tensile zone of region under consideration	Minimum Area [cm ²] of reinforcing steel within the tensile zone of region under consideration required by eq. (7.1)

Comb.N.	Comb.Type	Region	k	kc	Ac eff	Ned	Sc	k1	Frc	As reg	As min
1	Frequent	Web	1.00	0.40	1100	---	---	---	-159.31	10.1	2.8
1	Quasi-perm.	Web	1.00	0.40	1100	---	---	---	-159.31	10.1	2.8

5.4.2.8 Riepilogo verifiche a fessurazione

Verifiche a fessurazione - Comb. Rara.

Condizioni ambientali aggressive

Limite ap. fessure = w1 = 0.2 mm

	Arm. tesa		Arm. comp.		M [kNm/m]	wk [mm]
	1° strato	2° strato	1° strato	2° strato		
S2 - Soletta superiore - Mezzeria	5 Ø16	-	5 Ø12	-	24.00	0.188
S1 - Soletta superiore - Nodo	5 Ø14	-	5 Ø12	-	-17.00	0.119
S3,S4 - Piedritto - Nodo	5 Ø16	-	5 Ø16	-	22.45	0.146
S5 - Piedritto - Mezzeria	5 Ø12	-	5 Ø12	-	8.00	0.028
S6 - Soletta inferiore - Nodo	5 Ø16	-	5 Ø14	-	26.28	0.130
S7 - Soletta inferiore - Mezzeria	5 Ø16	-	5 Ø14	-	-19.50	0.151

5.5 Incidenza armatura

La struttura scatolare presenta un' incidenza per gli elementi strutturali come segue:

- Soletta di copertura Nodo = 95 kg/m3;
- Soletta di copertura Mezzeria= 140 kg/m3;
- Piedritti Nodo = 150 kg/m3;

- Piedritti Mezzeria = 150 kg/m³;
- Soletta di fondazione Nodo = 95 kg/m³
- Soletta di fondazione Mezzeria = 150 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 stata considerata un'armatura longitudinale diffusa $\phi 12/20$ ed un incremento del 15% per tener conto della presenza di legature, spille e sovrapposizioni. Si incrementa, anche, l'incidenza dell'armatura con 20kg/m³ per tener conto dei distanziatori.

Geometria scatolare

Piedritti Nodo 0.22m

H _{sez1}	0.22	m
B _{sez}	1	m
L _{sez1}	1	m
Vol. per m di muro	0.22	m ³

Piedritti Mezzeria 0.22m

H _{sez}	0.22	m
B _{sez}	1	m
L _{sez}	1	m
Vol. per m di muro	0.22	m ³

Soletta di copertura Nodo 0.40m

H _{sez}	0.4	m
B _{sez}	1	m
L _{sez}	1	m
Vol. per m di muro	0.4	m ³
Peso acciaio	7850	kg/m ³
Idennità di legature	0.15	

Soletta di copertura Mezzeria 0.22m

H _{sez}	0.22	m
B _{sez}	1	m
L _{sez}	1	m
Vol. per m di muro	0.22	m ³

Piedritti Nodo 0.22m (per m di tombino)

ϕ	A	n° barre	peso
mm	m ²	-	kg/m

OPERE IDRAULICHE DI ATTRAVERSAMENTO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLID0000003	A	82 di 229

RELAZIONE DI CALCOLO 3/3

Lati interni, arm. verticale	16	0.000201	5	7.892
Lato esterni arm. verticale	16	0.000201	5	7.892
Lato interni, arm. orizzontale	12	0.000113	5	4.439
Lato esterni arm. Orizzontale	12	0.000113	5	4.439
Uncini	0	0	0	0.000
Incidenza paramento	148.91	kg/m³		

Piedritti Mezzeria 0.22m (per m di tombino)

	ϕ mm	A m ²	n° barre -	peso kg/m
Lati interni, arm. verticale	16	0.000201	5	7.892
Lato esterni arm. verticale	16	0.000201	5	7.892
Lato interni, arm. orizzontale	12	0.000113	5	4.439
Lato esterni arm. Orizzontale	12	0.000113	5	4.439
Uncini	0	0	0	0.000
Incidenza Soletta di cop.	148.91	kg/m³		

Soletta di copertura Nodo 0.40m (per m di tombino)

	ϕ mm	A m ²	n° barre -	peso kg/m
Armatura superiore, dir. Principale	14	0.000154	5	6.042
Armatura inferiore, dir. Principale	16	0.000201	5	7.892
Armatura superiore, dir. Secondaria	12	0.000113	5	4.439
Armatura inferiore, dir. Secondaria	12	0.000113	5	4.439
Uncini	12	0.000113	5	2.841
Incidenza Soletta di fond.	93.75	kg/m³		

Soletta di copertura Mezzeria 0.22m (per m di tombino)

	ϕ mm	A m ²	n° barre -	peso kg/m
Armatura superiore, dir. Principale	14	0.000154	5	6.042
Armatura inferiore, dir. Principale	16	0.000201	5	7.892
Armatura superiore, dir. Secondaria	12	0.000113	5	4.439
Armatura inferiore, dir. Secondaria	12	0.000113	5	4.439
Uncini	0	0	0	0.000
Incidenza Soletta di fond.	139.24	kg/m³		

Soletta di fondazione Nodo 0.40m

H _{sez1}	0.4	m
B _{sez}	1	m
L _{sez1}	1	m
Vol. per m di muro	0.4	m ³

Soletta di fondazione Nodo 0.40m

	ϕ mm	A m ²	n° barre -	peso kg/m
Armatura superiore, dir. Principale	16	0.000201	5	7.892
Armatura inferiore, dir. Principale	16	0.000201	5	7.892
Armatura superiore, dir. Secondaria	12	0.000113	5	4.439
Armatura inferiore, dir. Secondaria	12	0.000113	5	4.439
Uncini	0	0	0	0.000
Incidenza paramento	90.90	kg/m³		

Soletta di fondazione Mezzeria 0.22m

H _{sez1}	0.22	m
B _{sez}	1	m
L _{sez1}	1	m
Vol. per m di muro	0.22	m ³

Soletta di fondazione Mezzeria 0.22m

	ϕ mm	A m ²	n° barre -	peso kg/m
Armatura superiore, dir. Principale	16	0.000201	5	7.892
Armatura inferiore, dir. Principale	16	0.000201	5	7.892
Armatura superiore, dir. Secondaria	12	0.000113	5	4.439
Armatura inferiore, dir. Secondaria	12	0.000113	5	4.439
Uncini	0	0	0	0.000
Incidenza paramento	148.91	kg/m³		

INCIDENZA MEDIA: **130 kg/m³**

6 DESCRIZIONE DELL'OPERA – Ø120

Il tombino presenta dimensioni nette interne di 1.36x1.36m e sottopassa la linea ferroviaria in retto.

Lo spessore della soletta superiore è pari a 0.22m, quello dei piedritti è di 0.22m mentre per il solettone di fondo è pari a 0.22m.

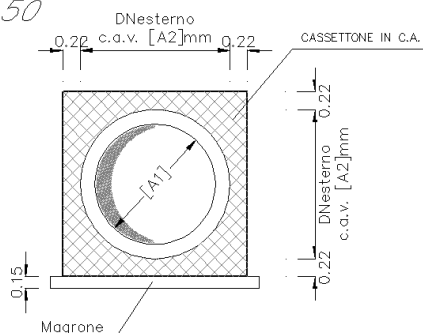
Il dimensionamento è il risultato dello studio effettuato su una struttura piana che descrive una striscia larga 1.00m.

Il ricoprimento, ovvero la distanza tra la quota del piano ferro e l'estradosso della soletta superiore, è pari a circa 1.42m.

Il manufatto è costituita da una struttura scatolare in conglomerato cementizio armato gettato in opera.

L'opera ricade in zona sismica, pertanto saranno applicate le azioni di rito previste dalla norma così come riportato nei capitoli successivi.

SEZIONE TIPO G-G
scala 1:50



Opera	[A1]	[A2]	[B]	LATO NORD	LATO SUD
IN51	1.50	1.72	0.60	-	Muro recinzione e BA (Tipo H2)
IN52	1.00	1.16	0.40	-	BA (Tipo H2)
IN53	1.00	1.16	0.40	-	Muro recinzione e BA (Tipo H3)
IN54	1.00	1.16	0.40	-	Muro recinzione e BA (Tipo H3)
IN55	1.00	1.16	0.40	-	BA (Tipo H3)
IN56	2x1.00	1.16	0.40	-	BA (Tipo H3)
IN57	1.00	1.16	0.40	-	BA (Tipo H3)
IN58	1.00	1.16	0.40	-	BA (Tipo H3)
IN59	1.00	1.16	0.40	-	-
IN60	1.00	1.16	0.40	-	BA (Tipo H3)
IN61	1.00	1.16	0.40	-	BA (Tipo H3)
IN62	1.00	1.16	0.40	-	BA (Tipo H3)
IN63	1.00	1.16	0.40	-	BA (Tipo H3)
IN64	1.00	1.16	0.40	-	-
IN65	1.00	1.16	0.40	Muro recinzione	-
IN66	1.20	1.40	0.50	Muro recinzione	-
IN67	1.20	1.40	0.50	Muro recinzione	-
IN68	1.00	1.16	0.40	Muro recinzione	-

Fig. 6 Sezione trasversale circolare in c.a. dimensione $\Phi 120$

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	PROGETTO DEFINITIVO					
	RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO					
OPERE IDRAULICHE DI ATTRAVERSAMENTO RELAZIONE DI CALCOLO 3/3	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLID0000003	REV. A	FOGLIO 85 di 229

6.1 MODELLO DI CALCOLO

Come modello di calcolo (si vedano le figure successive) si è assunto lo schema statico di telaio chiuso analizzato attraverso un'analisi elastico-lineare attraverso il programma di calcolo agli elementi finiti SAP2000 v.21 (Computers and Structures®).

La mesh (si vedano le figure seguenti) è composta da 15 beam elements e da 15 nodi. Tale telaio viene descritto attraverso le linee d'asse delle singole membrature e pertanto, le aste del modello avranno lunghezza pari alla dimensione netta interna maggiorate della metà degli spessori delle aste adiacenti.

L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi statici.

Il suolo viene modellato facendo ricorso all'usuale artificio delle molle elastiche alla Winkler:

$$K_v = 10\,000 \text{ kN/m}^3$$

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

$$K_{\text{centrale}} = K_v * (L_p/2 + L_{\text{int}} + L_p/2) / 10$$

$$K_{\text{centrale}} = 10000 * (0.22/2 + 1.36 + 0.22/2) / 10$$

$$K_{\text{centrale}} = 1580 \text{ kN/m}$$

I valori delle molle di spigolo si ottengono con la seguente formulazione:

$$K_3 = K_1 = 2 * K_v * [(L_p/2 + L_{\text{int}} + L_p/2) / 10 / 2 + (L_p/2)]$$

$$K_3 = K_1 = 2 * 10000 * [(0.22/2 + 1.36 + 0.22/2) / 10 / 2 + (0.22/2)]$$

$$K_3 = K_1 = 3780$$

ed infine in valori delle molle nei nodi 5,6,12 e 13 come da letteratura si assumono:

$$K_8 = K_9 = K_{17} = K_{18} = 1.5 * K_{\text{centrale}}$$

$$K_8 = K_9 = K_{17} = K_{18} = 1.5 * 1580$$

$$K_8 = K_9 = K_{17} = K_{18} = 2370 \text{ kN/m}$$

Agli effetti delle caratteristiche geometriche delle varie aste si è quindi assunto:

-una sezione rettangolare $b \times h = 1.00 \times 0.22 \text{ m}$ per la soletta superiore

-una sezione rettangolare $b \times h = 1.00 \times 0.22 \text{ m}$ per la soletta di fondazione

-una sezione rettangolare $b \times h = 1.00 \times 0.22 \text{ m}$ per i piedritti

Per le aste del reticolo si è assunto:

$$E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3} = 33019 \text{ MPa ; modulo elastico del cls (} R_{ck} = 37 \text{N/mm}^2 \text{)}$$

Lo schema statico della struttura e la relativa numerazione dei nodi e delle aste sono riportati nelle figure 7, 8.

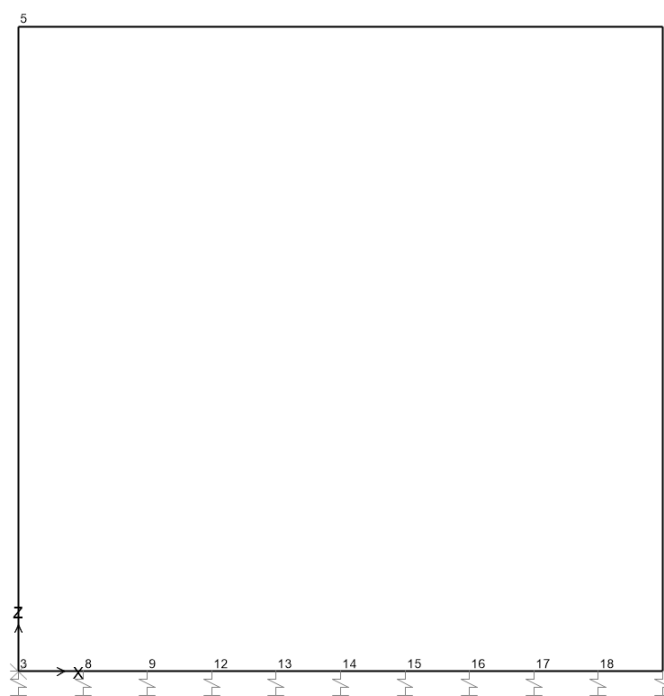


Fig. 7 – Numerazione nodi

 <p>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	PROGETTO DEFINITIVO					
	RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO					
OPERE IDRAULICHE DI ATTRAVERSAMENTO RELAZIONE DI CALCOLO 3/3	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLID0000003	REV. A	FOGLIO 87 di 229

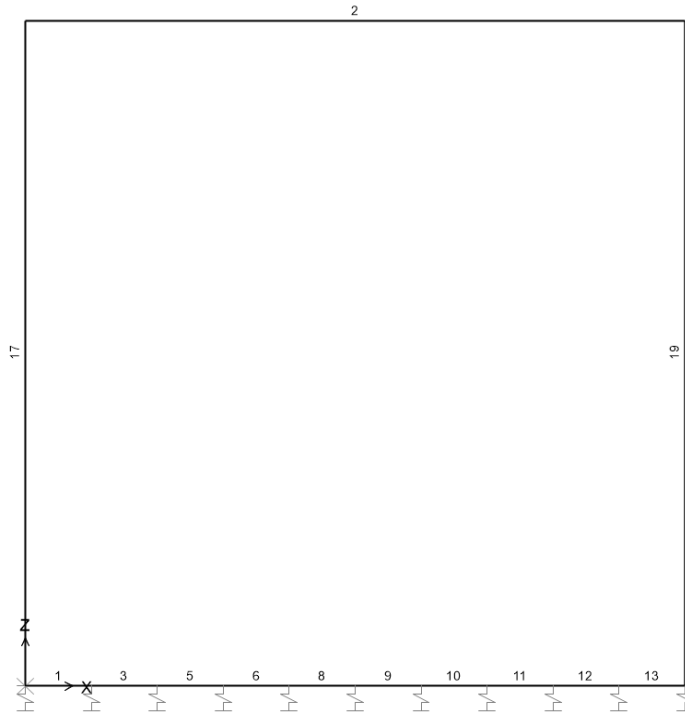


Fig. 8 – Numerazione aste

Il modello numerico è realizzato spezzando gli elementi frame dei piedritti e delle solette con dei nodi posti ad una distanza pari al semispessore delle solette per i piedritti e pari al semispessore dei piedritti per le due solette. Questo perché si andrà a leggere i valori del taglio e del momento in punti diversi del modello: il taglio nelle solette è infatti computato in corrispondenza delle facce interne dei piedritti al fine di considerare il reale spessore del nodo mentre il momento è computato in asse agli elementi convergenti, quindi in corrispondenza dei nodi tra gli elementi frame.

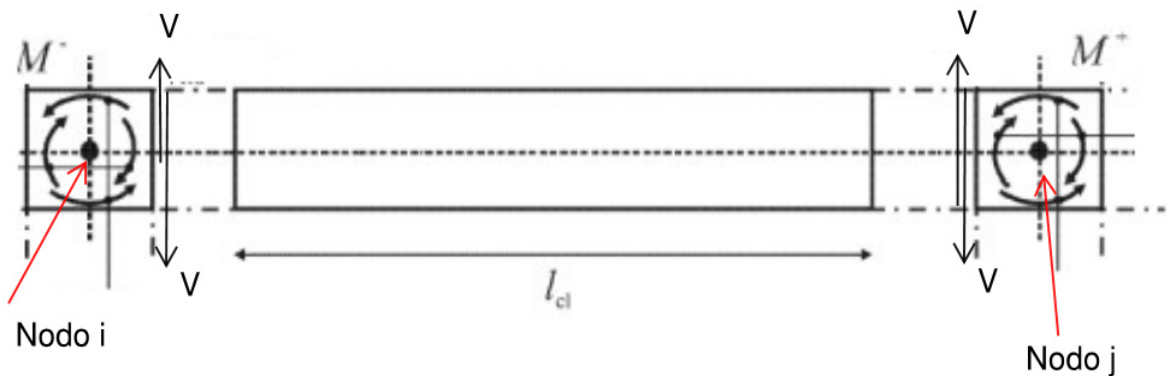


Fig. 9 - Rappresentazione dei punti di calcolo delle sollecitazioni

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO					
	RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO					
OPERE IDRAULICHE DI ATTRAVERSAMENTO RELAZIONE DI CALCOLO 3/3	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLID0000003	REV. A	FOGLIO 88 di 229

6.2 ANALISI DEI CARICHI

Si riportano di seguito le caratteristiche geometriche e di carico impiegate nel modello di calcolo.

Geometriche scatolare

Altezza (misura netta interna)	h	=	1.36
Larghezza (misura netta interna)	l	=	1.36
Lunghezza concio	L	=	1.00
Profondità della striscia di telaio	b	=	1.00
Spessore soletta inferiore	Si	=	0.22
Spessore dei ritti	Sp	=	0.22
Spessore soletta superiore	Ss	=	0.22

Dati relativi al rilevato ferroviario

Ricoprimento (escluso il ballast)	sr	=	1.47
Peso per unità di volume ricop./ril.	γ	=	19.00
Spessore massetto pendenze	sm	=	0.05
Peso per unità di volume	γ	=	24.00
Peso ballast	γ	=	18.00
Spessore armamento(compresa traversina)	s	=	0.80
Larghezza della traversina	L _{tr}	=	2.40
Lunghezza traversina	L _{long}	=	0.25

6.2.1 *Peso proprio*

Il peso proprio è stato considerato ponendo il peso per unità di volume del calcestruzzo armato pari a $\gamma = 25.00 \text{ kN/m}^3$

6.2.2 *Sovraccarico permanente*

Sul solettone superiore si considera uno spessore di ricoprimento (escluso il ballast) di 1.47m con $\gamma_{\text{ric}} = 19.00 \text{ kN/m}^3$ ed uno spessore del massetto delle pendenze $s_b = 0.05 \text{ m}$ con peso per unità di volume $\gamma_b = 24.00 \text{ kN/m}^3$

- Ballast e armamento: $0.80 \text{ m} \times 18.00 \text{ kN/m}^3 = 14.40 \text{ kN/m}^2$;
- Ricoprimento $1.47 \text{ m} \times 19.00 \text{ kN/m}^3 = 27.93 \text{ kN/m}^2$;
- Massetto delle pendenze $0.05 \text{ m} \times 24.00 \text{ kN/m}^3 = 1.20 \text{ kN/m}^2$;

6.2.3 *Spinta del ballast + spinta del terreno*

Sul solettone superiore si considera uno spessore di ballast compresa la traversina pari a $s_{\text{ball,min}} = 0.80 \text{ m}$ con peso di unità di volume $\gamma_{\text{bal}} = 18.00 \text{ kN/m}^3$.

La spinta del terreno viene considerata in regime di spinta a riposo con:

Terreno ai lati dello scatolare

peso per unità di volume	γ	19.00
angolo d'attrito	ϕ	35.00
k_0	k_0	0.4264

Le spinte del terreno di rinfianco vengono calcolate assumendo alternativamente uno scenario di spinta non equilibrata sui due piedritti con spinta a riposo sul piedritto sinistro e spinta a riposo ridotta a 0.60 sul piedritto destro. In aggiunta, si considera anche la condizione di carico con spinte equilibrate su entrambi i piedritti. La spinta in condizioni di esercizio viene calcolata con il coefficiente di spinta a riposo k_0 .

$$\sigma = \gamma z K_0 + p_v K_0$$

$$S = 1/2 \gamma H^2 K_0 + p_v K_0 H$$

Spinta del terreno (Condizioni *SPTSX* e *SPTDX*)

- $K_0 = 1 - \tan(\phi) = 1 - \tan(35) = 0.4264$
- Pressione in corrispondenza della quota di estradosso della soletta superiore:
 $P_1 = 0.4264 * (0.85 * 18.00 + 1.42 * 19 + 0.05 * 24) = 18.54 \text{ kN/m}^2$
- Pressione in asse alla soletta superiore:
 $P_2 = P_1 + 0.4264 * (0.22/2 * 19.00) = 19.44 \text{ kN/m}^2$
- Pressione in asse alla soletta inferiore:
 $P_3 = P_2 + 0.4264 * 19.00 * (0.22/2 + 1.36 + 0.22/2) = 32.25 \text{ kN/m}^2$
- Pressione in corrispondenza della quota di estradosso della soletta inferiore:
 $P_4 = P_3 + 0.4264 * 0.22/2 * 19.00 = 33.15 \text{ kN/m}^2$
- Spinta sul semispessore della soletta superiore:
 $F_1 = (P_1 + P_2) * (0.22/2) / 2 = 2.09 \text{ kN/m}$
- Spinta sul semispessore della soletta inferiore:
 $F_2 = (P_3 + P_4) * (0.22/2) / 2 = 3.60 \text{ kN/m}$

Sui piedritti è stato applicato un carico concentrato simulante la spinta sul semi-spessore della soletta superiore ed inferiore, pari a:

$$F_1 = (P_1 + P_2) \times sp/2 = 2.09 \text{ kN/m}$$

$$F_2 = (P_3 + P_4) \times sp/2 = 3.60 \text{ kN/m}$$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINIA DA CURNO A BERGAMO					
	OPERE IDRAULICHE DI ATTRAVERSAMENTO RELAZIONE DI CALCOLO 3/3	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLID0000003	REV. A

6.2.4 Spinta orizzontale falda

Assente.

6.2.5 Sottospinta idraulica su soletta inferiore

Assente.

6.2.6 Carichi variabili

6.2.6.1 Coefficiente di incremento dinamico

Si considera il caso di portale a luce singola, per il quale vale la seguente espressione:

$$L_m = \frac{1}{n} \times (L_1 + L_2 + L_3)$$

in cui $n=3$.

Considerando le linee d'asse risulta:

$L_1 = 1.58$ m altezza piedritto di sinistra

$L_2 = 2.40$ m lunghezza solettone

$L_3 = 1.58$ m altezza piedritto di destra

$L_{\square} = k \times L_m = 2.42$ m con $k = 1.3$.

Per il calcolo del coefficiente dinamico Φ si fa riferimento alla tabella 5.2.II del DM18:

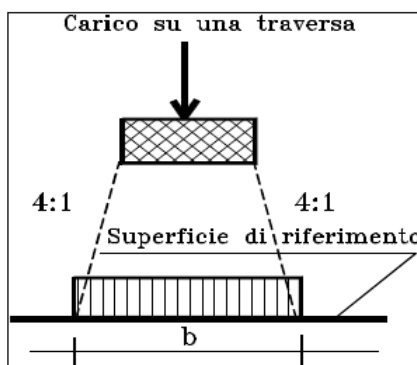
<p>5.4 Solette ed altri elementi di scatolari per uno o più binari (sottovia di altezza libera $\leq 5,0$ m e luce libera $\leq 8,0$ m).</p> <p>Per gli scatolari che non rispettano i precedenti limiti vale il punto 5.3, trascurando la presenza della soletta inferiore e considerando un coefficiente riduttivo del Φ pari a 0,9, da applicare al coefficiente Φ</p>	$\Phi_2 = 1,20; \Phi_3 = 1,35$
--	--------------------------------

$$\Phi_3 = 0.9 \times \left(\frac{2.16}{\sqrt{L_{\Phi}} - 0.2} + 0.73 \right) = 2.10$$

essendo $L < 8\text{m}$ ed $h < 5\text{m}$ si assume invece il valore:

$$\Phi = 1.350$$

6.2.6.2 Larghezza di diffusione trasversale



La diffusione dei carichi attraverso il ballast avviene con pendenza 1:4 mentre, attraverso il resto degli strati dei diversi materiali con pendenza 1:1.

L_T = larghezza traversina = 2.40 m

h Ballast sotto la traversina = 0.50 m

h soletta = 0.22 m

h massetto delle pendenze = 0.05 m

Larghezza di diffusione in direzione trasversale B_{tr} :

$$B_{tr} = L_T + 2 \times (h_{ballast}/4 + h_{massetto\ delle\ pendenze}/2 + h_{soletta}/2) = 2.40 + 2 \times [0.50/4 + 0.05/2 + 0.22/2] = 2.92\text{ m}$$

NOTA: Lo spessore del rilevato sopra il tombino ($sp=1.47\text{m}$) non sarà considerato nel calcolo della distribuzione trasversale dell'azione ferroviario, così risultando in un calcolo cautelativo.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO					
	OPERE IDRAULICHE DI ATTRAVERSAMENTO RELAZIONE DI CALCOLO 3/3	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLID0000003	REV. A

6.2.6.3 Sovraccarichi mobili

6.2.6.3.1 Treno di carico LM71

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE "α"	
	PONTI CAT. "A"	PONTI CAT. "B"
LM 71	1.1	0.83
SW / 0	1.1	0.83
SW / 2	1.0	0.83

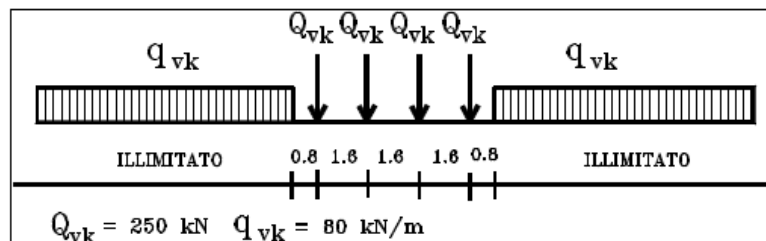


Fig. 3 – Treno di carico LM71

Larghezza di diffusione in direzione longitudinale b_2 :

$$B_{\text{long.}} = 1.60 \times 3 + 2 \times [0.50/4 + 0.05/2 + 0.22/2] = 5.32 \text{ m}$$

Il carico ripartito dovuto al treno LM71 (considerando il coefficiente di adattamento $\alpha = 1.10$ e il coefficiente dinamico $\phi_3 = 1.35$), risulta:

Carico ripartito prodotto dalle forze concentrate:

$$Q_{vk} \text{ (a livello dell'asse della soletta)} = 4 \times 250 / (2.92 \times 5.32) \times 1.10 \times 1.35 = 95.60 \text{ kN/m}^2$$

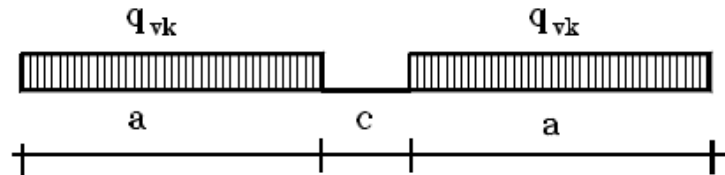
Carico ripartito prodotto dal carico distribuito:

$$q_{vk} \text{ (a livello dell'asse della soletta)} = 80 / 2.92 \times 1.10 \times 1.35 = 40.69 \text{ kN/m}^2$$

La pressione maggiore si ha in corrispondenza della porzione in cui sono applicate le forze concentrate.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO					
	OPERE IDRAULICHE DI ATTRAVERSAMENTO RELAZIONE DI CALCOLO 3/3	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLID0000003	REV. A

6.2.6.3.2 Treno di carico SW/2



Tipo di Carico	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

Fig. 4 – Treno di carico SW

$$q_{vk}=150.0 \text{ kN/m}$$

$\alpha = 1.0$: coefficiente di adattamento

$$q_{vk} \text{ (a livello dell'asse della soletta)} = 150 / 2.92 \times 1.00 \times 1.35 = 69.35 \text{ kN/m}^2$$

Nell'analisi condotta tale treno di carico non risulta dimensionante.

6.2.6.4 Spinta del sovraccarico accidentale sul rilevato (SPACC)

Per considerare la presenza di un sovraccarico da traffico gravante a tergo, si considera un carico uniformemente distribuito. Il valore della spinta risultante al metro è dunque pari a $S=k_0 \cdot q \cdot H$, con punto di applicazione posizionato a metà dell'altezza dell'elemento su cui insiste.

La spinta del sovraccarico a tergo del rilevato verrà considerata agente sia su un solo piedritto per massimizzare lo sbilanciamento e sia su entrambi i piedritti.

Pressione del carico accidentale sui piedritti (Condizioni SPACCSX e SPACCDX):

$$(Q_{vk} \times \alpha) / (b_1 \times b_2) \times K_0 = 4 \times 250 / (2.92 \times 5.32) \times 1.10 \times 0.4264 = 30.20 \text{ kN/m}^2$$

$$(q_{vk} \times \alpha) / (b_1 \times b_2) \times K_0 = 80 / 2.92 \times 1.10 \times 0.4264 = 12.86 \text{ kN/m}^2$$

Ai lati dello scatolare si ha un carico orizzontale uniformemente distribuito sui piedritti dovuto alla spinta del sovraccarico accidentale calcolato come $k_0 q$

Oltre ai carichi suddetti viene aggiunta, come carico concentrato nei nodi 5 e 3 (per la SPACCSX) e 7 e 1 (per la SPACCDX), la parte di sovrappinta dei carichi esercitata su 1/2 spessore della soletta sup. e su 1/2 spessore della soletta inferiore.

Carichi concentrati LM71:

Spinta semispessore sol. sup.

$$F_{5,7} = 30.20 * 0.22/2 = 3.33 \text{ kN}$$

Spinta semispessore sol. inf.

$$F_{3,1} = 30.20 * 0.22/2 = 3.33 \text{ kN}$$

Carichi ripartiti LM71:

Spinta semispessore sol. sup.

$$F_{5,7} = 12.86 * 0.22/2 = 1.42 \text{ kN}$$

Spinta semispessore sol. inf.

$$F_{3,1} = 12.86 * 0.22/2 = 1.42 \text{ kN}$$

6.2.6.5 Frenatura e avviamento

Per il carico di frenatura e avviamento viene assunto quello dovuto all'avviamento del treno LM71, moltiplicato per il coefficiente di adattamento $\alpha=1.1$, per cui si ha:

$$Q_{avv}=A_{vv} * \alpha/B_{tr} = 33.00 * 1.1/2.92 = 12.44 \text{ kN/m}^2$$

Con:

B_{tr} = lunghezza di ripartizione del carico in direzione trasversale

6.2.7 *Azioni climatiche*

6.2.7.1 Azioni termiche uniformi

Si considera una variazione termica uniforme $\Delta T = 15.00^\circ\text{C}$ sulla soletta superiore, adottando per il coefficiente di dilatazione termica un valore $\alpha = 10 \times 10^{-6}$.

6.2.7.2 Azioni termiche differenziali

Si considera una variazione termica differenziale $\Delta T = 5.00^\circ\text{C}$ sulla soletta superiore, adottando per il coefficiente di dilatazione termica un valore $\alpha = 10 \times 10^{-6}$.

6.2.7.3 Ritiro

Gli effetti del ritiro del calcestruzzo sono valutati impiegando i coefficienti indicati al punto 11.2.10.6 delle NTC2018.

La deformazione totale da ritiro è data dalla somma della deformazione per ritiro da essiccamento e della deformazione da ritiro autogeno. Il ritiro è stato applicato mediante una variazione termica equivalente pari a $\Delta T_{rit} = 8.80^\circ$.

DATA

Coefficiente di viscosità

$\varphi(t,t_0)=\varphi_0*\beta_c(t,t_0)$	1.6992	creep coefficient
$\varphi_0=\varphi_{RH}*\beta(f_{cm})*\beta(t_0)=$	1.7190	nominal creep coefficient
φ_{RH}	1.2914	per $f_{cm}>35$ Mpa
φ_{RH}		per $f_{cm}\leq 35$ Mpa
RH	80 [%]	
$\beta(f_{cm})$	2.7253	
$\beta(t_0)$	0.4884	
h0	220 [mm]	
Ac	22000 [cm ²]	
u	2000 [cm]	
$\beta_c(t,t_0)$	0.9885	
t	36500 [days]	
t ₀	28 [days]	
t-t ₀	36472 [days]	
β_H	728.20 TRUE	per $f_{cm}>35$ Mpa
β_H		per $f_{cm}\leq 35$ Mpa
α_1	0.9441	
α_2	0.9837	
α_3	0.9597	
f _{cm}	38.00 [MPa]	
f _{ck}	30.00 [MPa]	

OPERE IDRAULICHE DI ATTRAVERSAMENTO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLID0000003	A	96 di 229

RELAZIONE DI CALCOLO 3/3

DEFORMAZIONE TOTALE DA RITIRO

$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} =$	0.0002376	deformazione totale da ritiro
$\varepsilon_{cd} =$	0.0001876	deformazione da ritiro per essiccamento
$\varepsilon_{ca} =$	0.00005	deformazione da ritiro autogeno

DEFORMAZIONE DA RITIRO PER ESSICCAMENTO

$\varepsilon_{cd\infty} = k_h * \varepsilon_{cd0}$	0.00018827	
$\varepsilon_{cd0} =$	0.00026895	appendix B for ε_{cd0}
$\alpha_{ds1} =$	4 CLS class N	
$\alpha_{ds2} =$	0.12 CLS class N	
$\beta_{RH} =$	0.7564	
$RH_0 =$	100 [%]	
$f_{cm0} =$	10 [MPa]	
$\beta_{ds}(t, t_s) =$	0.99643652	

t 36500

ts 2

DEFORMAZIONE DA RITIRO AUTOGENO

$\beta_{as}(t) =$	1
t	36500
$\varepsilon_{ca}(\infty) =$	0.00005

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

$$\Delta T_{rit} = \varepsilon_s / [(1+\phi) \times \alpha_T] = 8.80 \text{ } ^\circ\text{C}.$$

6.2.8 Azioni sismiche

In ottemperanza al D.M. del 17.01.2018 (Norme tecniche per le costruzioni), le verifiche sono state condotte con il metodo semi-probabilistico agli stati limite.

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.

In merito alle opere scatolari di cui trattasi, nel rispetto del punto §7.9.2. delle NTC, assimilando l'opera scatolare alla categoria delle spalle da ponte, rientrando tra le opere che si muovono con il terreno (§ 7.9.2.1), si può ritenere che la struttura debba mantenere sotto l'azione sismica il comportamento elastico; queste categorie di opere che si muovono con il terreno non subiscono le amplificazioni dell'accelerazione del suolo.

Per la definizione dell'azione sismica, occorre definire il periodo di riferimento PVR in funzione dello stato limite considerato:

- la vita nominale (VN) dell'opera.
- la classe d'uso.
- il periodo di riferimento (VR) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso.

Per l'opera in esame si ha:

V_n	50
C_u	1.0
V_R	50
$T_{R,SLO}$	30
$T_{R,SLD}$	50
$T_{R,SLV}$	475
$T_{R,SLC}$	975
cat.sott.	C
cat.topog.	T1

I valori delle caratteristiche sismiche (a_g , F_0 , T_c^*) per gli stati limite di normativa sono:

Coordinate geografiche del sito:

Latitudine = 45.69035°

Longitudine = 9.67515°

- a_g → accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;
- F_0 → valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* → periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;
- S → coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_t).

Valori dei parametri a_g , F_0 , T_c^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento:

T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
30	0.030	2.438	0.197
50	0.038	2.479	0.215

475	0.110	2.418	0.271
975	0.145	2.462	0.276

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO



Figura 12: Fase 1, individuazione della pericolosità del sito

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

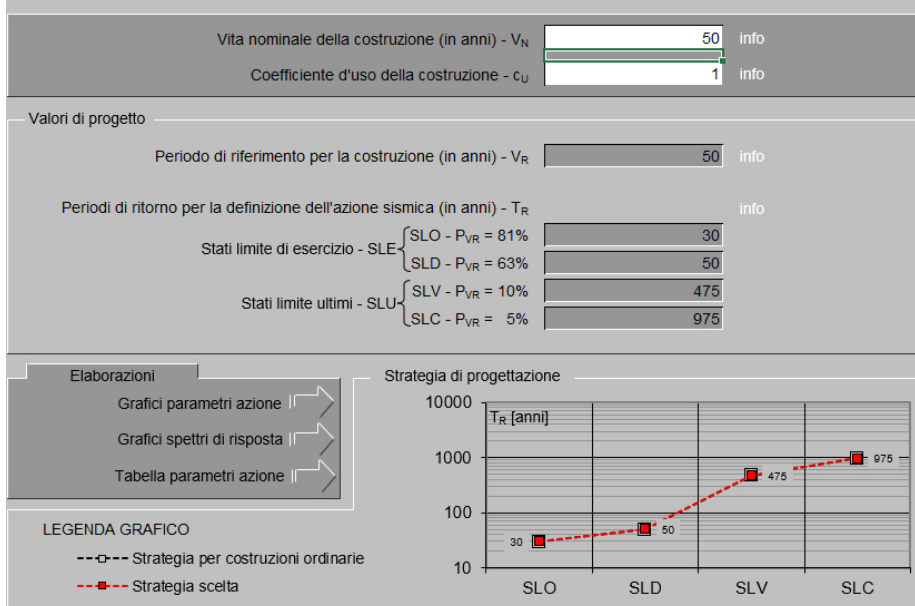


Figura 13: Fase 2, scelta della strategia di progettazione

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0.030	2.438	0.198
SLD	50	0.039	2.478	0.215
SLV	475	0.110	2.418	0.271
SLC	975	0.144	2.462	0.276

Figura 14: Valori dei parametri a_g , F_0 , T_C^* per i periodi di ritorno associati a ciascun stato limite

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.110 g
F_p	2.418
T_c	0.271 s
S_s	1.500
C_c	1.615
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.146 s
T_C	0.438 s
T_D	2.041 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)

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

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

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

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^3} \right)$$

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	0.165
$T_B \leftarrow$	0.146	0.400
$T_C \leftarrow$	0.438	0.400
	0.514	0.341
	0.591	0.296
	0.667	0.263
	0.743	0.236
	0.820	0.214
	0.896	0.195
	0.972	0.180
	1.049	0.167
	1.125	0.156
	1.201	0.146
	1.278	0.137
	1.354	0.129
	1.430	0.122
	1.507	0.116
	1.583	0.111
	1.659	0.106
	1.736	0.101
	1.812	0.097
	1.888	0.093
	1.965	0.089
$T_D \leftarrow$	2.041	0.086
	2.134	0.078
	2.228	0.072
	2.321	0.066
	2.414	0.061
	2.507	0.057
	2.601	0.053
	2.694	0.049
	2.787	0.046
	2.881	0.043
	2.974	0.040
	3.067	0.038
	3.160	0.036
	3.254	0.034
	3.347	0.032
	3.440	0.030
	3.534	0.029
	3.627	0.027
	3.720	0.026
	3.813	0.025
	3.907	0.023
	4.000	0.022

Figura 15: Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo SLV

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0.039 g
F_0	2.478
T_c	0.215 s
S_s	1.500
C_c	1.744
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.125 s
T_C	0.375 s
T_D	1.754 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)

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

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

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

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

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	0.058
$T_B \leftarrow$	0.125	0.143
$T_C \leftarrow$	0.375	0.143
	0.441	0.122
	0.508	0.108
	0.572	0.094
	0.638	0.084
	0.703	0.076
	0.769	0.070
	0.835	0.064
	0.900	0.060
	0.966	0.056
	1.032	0.052
	1.097	0.049
	1.163	0.046
	1.229	0.044
	1.294	0.042
	1.360	0.040
	1.426	0.038
	1.492	0.036
	1.557	0.035
	1.623	0.033
	1.689	0.032
$T_D \leftarrow$	1.754	0.031
	1.861	0.027
	1.968	0.024
	2.075	0.022
	2.182	0.020
	2.289	0.018
	2.396	0.016
	2.503	0.015
	2.610	0.014
	2.717	0.013
	2.824	0.012
	2.931	0.011
	3.038	0.010
	3.144	0.010
	3.251	0.009
	3.358	0.008
	3.465	0.008
	3.572	0.007
	3.679	0.007
	3.786	0.007
	3.893	0.006
	4.000	0.006

Figura 16: Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo SLD

I suddetti parametri sono calcolati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il punto caratterizzante la posizione dell'opera utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici. Si assume un fattore di struttura $q=1$.

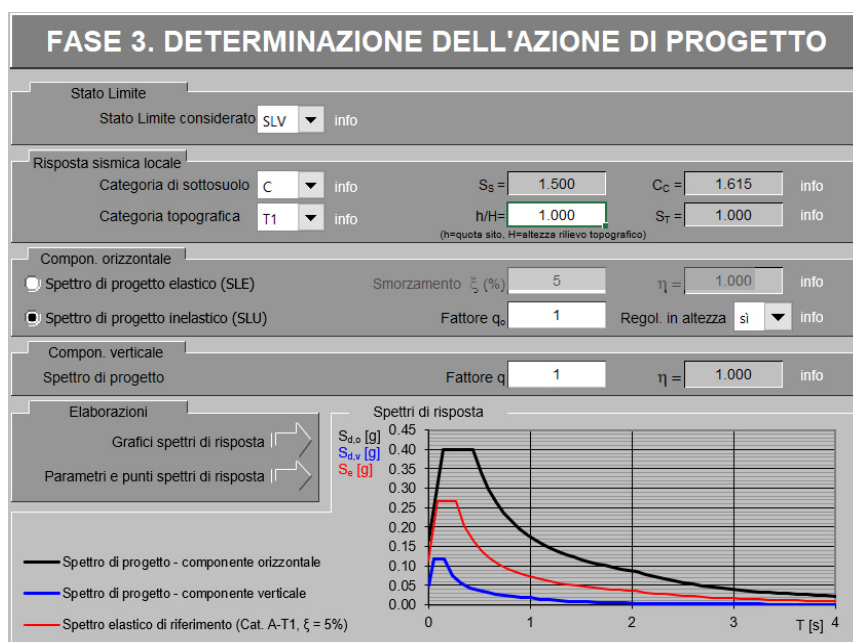
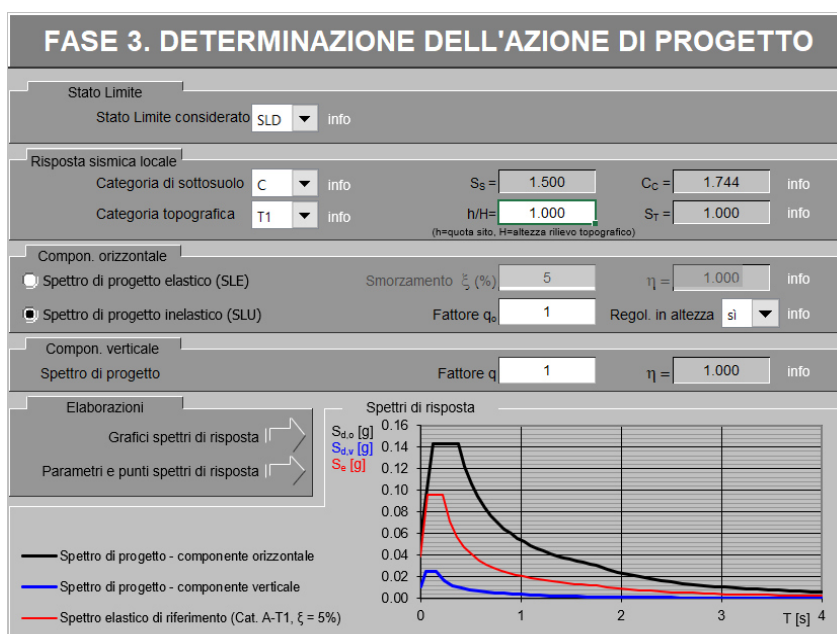


Figura 17: Determinazione dell'azione di progetto

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>PROGETTO DEFINITIVO</p> <p>RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO</p>					
	<p>OPERE IDRAULICHE DI ATTRAVERSAMENTO</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO 3/3</p>	<p>COMMESSA</p> <p>NB1R</p>	<p>LOTTO</p> <p>02</p>	<p>CODIFICA</p> <p>D 26</p>	<p>DOCUMENTO</p> <p>CLID0000003</p>	<p>REV.</p> <p>A</p>

I valori dei coefficienti sismici orizzontali k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \frac{a_{\max}}{g} \quad k_v = \pm 0.50 \cdot k_h$$

dove

- $a_{\max} = S_s \cdot S_t \cdot a_g$ accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- $\beta_m = 1.0$
- $g =$ accelerazione di gravità;

Essendo lo scatolare una struttura che non ammette spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume il valore unitario.

Pertanto, i due coefficienti sismici valgono:

STATO LIMITE	T_R	a_g	$S_s * S_t$	a_{\max}/g	k_h	k_v
SLO	30	0.030	1.50	0.0450	0.0450	0.0225
SLD	50	0.039	1.50	0.0585	0.0585	0.02925
SLV	475	0.110	1.50	0.1650	0.1650	0.0825
SLC	975	0.144	1.50	0.2160	0.2160	0.108

6.2.8.1 Spinta delle terre in fase sismica

Le spinte delle terre, considerando lo scatolare una struttura rigida e priva di spostamenti (par. 7.11.6.2.1 D.M. 17.01.18), sono calcolate in regime di spinta a riposo che comporta il calcolo delle spinte sismiche in tali condizioni; l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere calcolato attraverso la trattazione di WOOD valida per pareti che accettano piccoli spostamenti:

$$\Delta P_d = S \cdot a_g / g \cdot \gamma \cdot h_{\text{tot}}^2$$

e va a sommarsi alle condizioni statiche valutate in condizioni di spinta a riposo.

Il punto di applicazione della spinta che interessa lo scatolare è posto $h_{\text{scat}}/2$, con " h_{tot} " altezza dal piano di progetto (che si assume il livello superiore della traversina) alla fondazione dello scatolare e h_{scat} l'altezza dello scatolare.

Essendo " ΔP_d " la risultante globale, ed il diagramma di spinta di tipo rettangolare, è immediato ricavare la quota parte della spinta che agisce sul piedritto dello scatolare.

$$\Delta p = (a_g/g) * St * Ss * \gamma * H = 4,30 \text{ kN/m}^2 \text{ SLD}$$

$$\Delta p = (a_g/g) * St * Ss * \gamma * H = 12,14 \text{ kN/m}^2 \text{ SLV}$$

Oltre ai carichi suddetti viene aggiunta, come carico concentrato nei nodi 5,7 e 3,1 la parte di sovraspinta esercitata su 1/2 spessore della soletta sup. e su 1/2 spessore della soletta inferiore.

Spinta semispessore sol. sup.

$$F_{9,7} = 0,95 \text{ kN SLD}$$

$$F_{5,7} = 2,67 \text{ kN SLV}$$

Spinta semispessore sol. inf.

$$F_{3,1} = 0,95 \text{ kN SLD}$$

$$F_{3,1} = 2,66 \text{ kN SLV}$$

6.2.8.2 Sovraspinta orizzontale falda in condizioni sismiche

Assente.

6.2.8.3 Forze sismiche orizzontali e verticali

Non si considerano associate al convoglio azioni di frenatura in quanto l'azione sismica è in direzione ortogonale alla canna del sottopasso. Si considera quindi il carico **LM71** con un **coefficiente di partecipazione 0.20**.

Sisma SLD orizzontale (Condizione SISMAH)

Stato limite		Salvaguardia della vita	SLD	
Vita nominale	V _N		50	[anni]
Classe d'uso			II	
Coefficiente C _U	C _U		1,0	
Periodo di riferimento	V _R		50	[anni]
Accelerazione orizzontale	a _g /g		0,039	
Amplificazione spettrale	F ₀		2,478	
Categoria di sottosuolo		A, B, C, D, E	C	

Coeff. Amplificazione stratigrafica	S_S		1,50	
Coeff. Amplificazione topografica	S_T		1,00	
Coefficiente S	S	$S_S \times S_T$	1,50	
Accelerazione orizzontale max	a_{max}/g	$S_S \times S_T \times a_g/g$	0,0585	
Fattore di struttura	q		1	
Coefficiente β_m	β_m	Dal NTC2018, 7.11.6.2.1	1,00	
Coeff. sismico orizzontale	k_h	$\beta_m \times a_{max} / g$	0,0585	
Coeff. sismico verticale	k_v	$\pm 0,5 \times k_h$	0,0293	
Carico accidentale totale gravante sulla cop.		$1,1 \times 1,35 \times 1000 / (2,92 \times 5,32)$	95,60	[kN/m]
Carico permanente totale sulla copertura		$0,80 \times 18,00 + 1,47 \times 19 + 0,05 \times 24$	43,48	[kN/m]
Peso soletta superiore		$25 \times 0,22 \times 1,00$	5,50	[kN/m]
Peso piedritto		$25 \times 0,22 \times 1,00$	5,50	[kN/m]
Azione sismica orizzontale sulla soletta sup.	F_{HS1}	$0,0585 \times (95,60 \times 0,20 + 25 \times 0,22 + (0,80 \times 18,00 + 1,47 \times 19 + 0,05 \times 24))$	3,99	[kN/m]
Azione sismica orizzontale sui piedritti	F_{HP1}	$0,0585 \times (25 \times 0,22)$	0,33	[kN/m]

**Sisma SLD verticale
(Condizione SISMAV)**

Azione sismica verticale sulla soletta sup.	F_{VS1}	$0,5 \times F_{hs1}$	2,00	[kN/m]
---	-----------	----------------------	------	--------

Spinta del terreno in fase sismica SLD (Condizione wood)

Sovrappinta sismica	ΔP	$\gamma_T \times \alpha \times \beta \times a_{max}/g \times H_{tot}^2 = 19 \times 1 \times 1 \times 0,0585 \times 3,87^2 =$	16,65	[kN/m]
Pressione risultante	Δp_E	$= \Delta P / H = 16,65 / 3,87$	4,31	kN/m ²

**Sisma SLV orizzontale
(Condizione SISMAH)**

Stato limite		Salvaguardia della vita	SLV	
Vita nominale	V_N		50	[anni]
Classe d'uso			II	
Coefficiente C_U	C_U		1,0	
Periodo di riferimento	V_R		50	[anni]

Accelerazione orizzontale	a_g/g		0,110	
Amplificazione spettrale	F_0		2,418	
Categoria di sottosuolo		A, B, C, D, E	C	
Coeff. Amplificazione stratigrafica	S_S		1,50	
Coeff. Amplificazione topografica	S_T		1,00	
Coefficiente S	S	$S_S \times S_T$	1,50	
Accelerazione orizzontale max	a_{max}/g	$S_S \times S_T \times a_g/g$	0,165	
Fattore di struttura	q		1	
Coefficiente β_m	β_m	Dal NTC2018, 7.11.6.2.1	1,00	
Coeff. sismico orizzontale	k_h	$\beta_m \times a_{max} / g$	0,165	
Coeff. sismico verticale	k_v	$\pm 0,5 \times k_h$	0,0825	
Carico accidentale totale gravante sulla cop.		$1,1 \times 1,35 \times 1000 / (2,92 \times 5,32)$	95,60	[kN/m]
Carico permanente totale sulla copertura		$0,80 \times 18,00 + 1,47 \times 19 + 0,05 \times 24$	43,48	[kN/m]
Peso soletta superiore		$25 \times 0,22 \times 1,00$	5,50	[kN/m]
Peso piedritto		$25 \times 0,22 \times 1,00$	5,50	[kN/m]
Azione sismica orizzontale sulla soletta sup.	F_{HS1}	$0,165 \times (95,60 \times 0,20 + 25 \times 0,22 + (0,80 \times 18,00 + 1,47 \times 19 + 0,05 \times 24))$	11,24	[kN/m]
Azione sismica orizzontale sui piedritti	F_{HP1}	$0,165 \times (25 \times 0,22)$	0,91	[kN/m]

**Sisma SLV verticale
(Condizione SISMAV)**

Azione sismica verticale sulla soletta sup.	F_{VS1}	$0,5 \times F_{HS1}$	5,62	[kN/m]
---	-----------	----------------------	------	--------

Spinta del terreno in fase sismica SLV (Condizione wood)

Sovraspinta sismica	ΔP	$\gamma_T \times \alpha \times \beta \times a_{max}/g \times H_{tot}^2 = 19 \times 1 \times 1 \times 0,165 \times 3,87^2 =$	46,96	[kN/m]
Pressione risultante	Δp_E	$= \Delta P / H = 46,96 / 3,87$	12,14	kN/m ²

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO					
	OPERE IDRAULICHE DI ATTRAVERSAMENTO RELAZIONE DI CALCOLO 3/3	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLID0000003	REV. A

6.3 Carichi elementari e loro combinazioni

6.3.1.1 Condizioni di carico elementari

Dove il significato delle grandezze in tabella è il seguente:

- SLU: Combinazione di carico all stato limite ultimo
- SLE: Combinazione di carico all stato limite di esercizio
- g1: peso proprio elementi strutturali
- g2: pesi permanenti non strutturali
- SPTSX: spinta statica del terreno sul piedritto sinistro
- SPTDX: spinta statica del terreno sul piedritto destro
- QV: carico verticale accidentale del treno
- SPACCSX: spinta sul piedritto sinistro dovuta al carico accidentale del treno
- SPACCDX: spinta sul piedritto destro dovuta al carico accidentale del treno
- AVV/FRE: azione di avviamento e frenatura
- TERM: variazione termica
- RITIRO E VISCOSITA': deformazione totale da ritiro
- Fh: forza sismica orizzontale
- Fv: forza sismica verticale
- Wsx: spinta sismica del terreno sul piedritto sinistro
- Wdx: spinta sismica del terreno sul piedritto destro

	PROGETTO DEFINITIVO					
	RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO					
OPERE IDRAULICHE DI ATTRAVERSAMENTO RELAZIONE DI CALCOLO 3/3	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLID0000003	REV. A	FOGLIO 109 di 229

6.3.1.2 Combinazioni di carico per sezioni di verifica

Si riportano di seguito i coefficienti parziali utilizzati nelle combinazioni agli SLU, SLE e SLUS relativamente ad ogni sezione di verifica scelta in accordo con le tabelle 5.2.IV, 5.2.V, 5.2.VI e 5.2.VII delle NTC2018.

Dall'analisi agli elementi finiti del modello di calcolo, in ogni sezione di verifica sono ricavate le sollecitazioni delle condizioni di carico elementari tutte valutate con coefficienti parziali unitari. Relativamente alla condizione sismica si valuta l'effetto del sisma nelle condizioni di SLD.

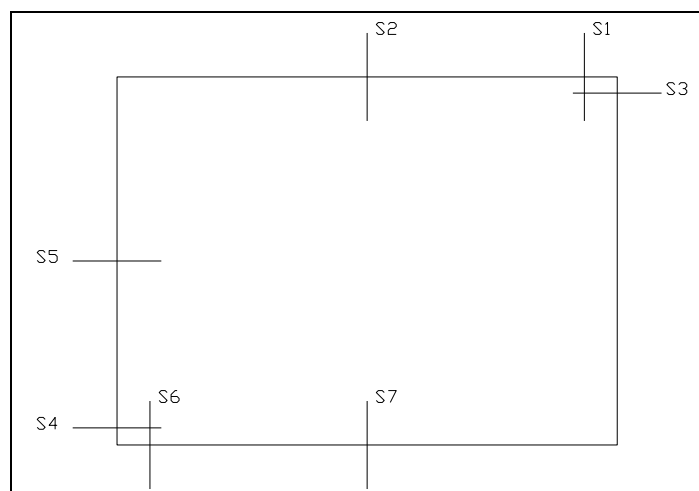


Fig. 10 – Sezioni di verifica

Nell'ipotesi di analisi elatico-lineare carico sismico SLV sono stimate attraverso l'utilizzo dei coefficienti amplificativi:

$$a_{g,slv} = 0.110g$$

$$a_{g,sls} = 0.039g$$

$$SLV/SLD = a_{g,slv} / a_{g,sls} = 0.110 / 0.039 = 2.83$$

che corrispondono rispettivamente:

- al rapporto fra gli angoli d'attrito nella condizione M1;
- al rapporto fra spinta attiva e in quiete se si utilizza la spinta attiva in fase sismica (altrimenti =1);
- al rapporto fra le accelerazioni massime di sito reale nelle condizioni SLV ed SLD.

In linea con quanto riportato nel quadro normativo vigente, le azioni descritte nei paragrafi precedenti, sono combinate nel modo seguente:

- combinazione fondamentale (SLU):

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

- combinazione sismica:

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

- combinazione eccezionale:

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

- combinazione Rara (SLE irreversibile):

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

- combinazione Frequente (SLE reversibile):

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

- combinazione Quasi Permanente (SLE per gli effetti a lungo termine):

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

Gli effetti dei carichi verticali dovuti alla presenza dei convogli vanno sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti indicati nella tabella seguente.

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,00	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,00	0,00	1,0 (0,0)	1,0(0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,00	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6; 0,4)	↓	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	fessurazione

Azione dominante

(1) Includendo tutti i fattori ad essi relativi (Φ, α , ecc.)

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

Per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali ed i coefficienti di combinazione ψ delle tabelle seguenti.

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

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.
⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.
⁽⁵⁾ Aliquota di carico da traffico da considerare.
⁽⁶⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁷⁾ 1,20 per effetti locali

Tab. 3 – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr1	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F _{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T _k	0,60	0,60	0,50

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

(2) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Tab. 4 – Coefficienti di combinazione ψ delle azioni

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO					
	OPERE IDRAULICHE DI ATTRAVERSAMENTO RELAZIONE DI CALCOLO 3/3	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLID0000003	REV. A

Sono prese in considerazione le seguenti verifiche agli stati limite ultimi:

- SLU di tipo Geotecnico (GEO), relative a condizioni di:

Collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno;

- SLU di tipo strutturale (STR), relative a condizioni di:

Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

- Le verifiche sono svolte considerando il seguente approccio:

Approccio 2:

A1 + M1 + R3

Tale approccio prevede un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali che nelle verifiche geotecniche.

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_r	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 2: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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

STR) $\rightarrow \gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$

GEO-EQU) $\rightarrow \gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$

	g1	g2	SPTSX (100%)	SPTDX (100%)	QVK	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO
SLU 1	1,35	1,5	1,5	1,5	1,45	1,45	1,45	1,45	0,9	1,2
SLU 2	1,35	1,5	1,5	1,5	1,45	1,45	0	1,45	0,9	1,2
SLU 3	1,35	1,5	1,5	1,5	1,45	0	1,45	1,45	0,9	1,2
	g1	g2	SPTSX (100%)	SPTDX (60%)	QVK	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO
SLU 4	1,35	1,5	1,5	0,9	1,45	1,45	1,45	1,45	0,9	1,2
SLU 5	1,35	1,5	1,5	0,9	1,45	1,45	0	1,45	0,9	1,2
SLU 6	1,35	1,5	1,5	0,9	1,45	0	1,45	1,45	0,9	1,2
	g1	g2	SPTSX (60%)	SPTDX (100%)	QVK	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO
SLU 7	1,35	1,5	0,9	1,5	1,45	1,45	1,45	1,45	0,9	1,2
SLU 8	1,35	1,5	0,9	1,5	1,45	1,45	0	1,45	0,9	1,2
SLU 9	1,35	1,5	0,9	1,5	1,45	0	1,45	1,45	0,9	1,2

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

Rara) $\rightarrow G1+G2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$

Frequente) $\rightarrow G1+G2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

Quasi permanente) $\rightarrow G1+G2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

	g1	g2	SPTSX (100%)	SPTDX (100%)	QVK	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO
SLE_rara 1	1	1	1	1	1	1	1	1	0,6	1
SLE_rara 2	1	1	1	1	1	1	0	1	0,6	1
SLE_rara 3	1	1	1	1	1	0	1	1	0,6	1
	g1	g2	SPTSX (100%)	SPTDX (60%)	QVK	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO
SLE_rara 4	1	1	1	0,6	1	1	1	1	0,6	1
SLE_rara 5	1	1	1	0,6	1	1	0	1	0,6	1
SLE_rara 6	1	1	1	0,6	1	0	1	1	0,6	1
	g1	g2	SPTSX (60%)	SPTDX (100%)	QVK	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO
SLE_rara 7	1	1	0,6	1	1	1	1	1	0,6	1
SLE_rara 8	1	1	0,6	1	1	1	0	1	0,6	1
SLE_rara 9	1	1	0,6	1	1	0	1	1	0,6	1

	g1	g2	SPTSX (100%)	SPTDX (100%)	QVK	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO
SLE_freq 1	1	1	1	1	0,8	0,8	0,8	0,8	0,5	1
SLE_freq 2	1	1	1	1	0,8	0,8	0	0,8	0,5	1
SLE_freq 3	1	1	1	1	0,8	0	0,8	0,8	0,5	1

	g1	g2	SPTSX (100%)	SPTDX (60%)	QVK	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO
SLE_freq 4	1	1	1	0,6	0,8	0,8	0,8	0,8	0,5	1
SLE_freq 5	1	1	1	0,6	0,8	0,8	0	0,8	0,5	1
SLE_freq 6	1	1	1	0,6	0,8	0	0,8	0,8	0,5	1

	g1	g2	SPTSX (60%)	SPTDX (100%)	QVK	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO
SLE_freq 7	1	1	0,6	1	0,8	0,8	0,8	0,8	0,5	1
SLE_freq 8	1	1	0,6	1	0,8	0,8	0	0,8	0,5	1
SLE_freq 9	1	1	0,6	1	0,8	0	0,8	0,8	0,5	1

	g1	g2	SPTSX (100%)	SPTDX (100%)	QVK	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO
SLE_qp 1	1	1	1	1	0,2	0,2	0,2	0,2	0,5	1
SLE_qp 2	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	1
SLE_qp 3	1	1	1	1	0,2	0	0,2	0,2	0,5	1

	g1	g2	SPTSX (100%)	SPTDX (60%)	QVK	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO
SLE_qp 4	1	1	1	0,6	0,2	0,2	0,2	0,2	0,5	1
SLE_qp 5	1	1	1	0,6	0,2	0,2	0	0,2	0,5	1
SLE_qp 6	1	1	1	0,6	0,2	0	0,2	0,2	0,5	1

	g1	g2	SPTSX (60%)	SPTDX (100%)	QVK	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO
SLE_qp 7	1	1	0,6	1	0,2	0,2	0,2	0,2	0,5	1
SLE_qp 8	1	1	0,6	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	1
SLE_qp 9	1	1	0,6	1	0,2	0	0,2	0,2	0,5	1

Per la condizione sismica, la combinazione per gli stati limite ultimi da prendere in considerazione è:

Combinazione sismica $\rightarrow E+G_1+G_2+\sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

	g1	g2	SPTSX (100%)	SPTDX (100%)	Qvk	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO	Fh	Fv	Wsx	Wdx
E1_SLD	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	1	0,3	1	0
E2_SLD	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	1	-0,3	1	0

E3_SLD	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	-1	0,3	0	1
E4_SLD	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	-1	-0,3	0	1
E5_SLD	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	0,3	1	0,3	0
E6_SLD	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	0,3	-1	0,3	0
E7_SLD	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	-0,3	1	0	0,3
E8_SLD	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	-0,3	-1	0	0,3

	g1	g2	SPTSX (100%)	SPTDX (100%)	Q _{VK}	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO	Fh	Fv	W _{SX}	W _{DX}
E1_SLV	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	1*2.83	0,3*2.83	1*2.83	0
E2_SLV	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	1*2.83	-0,3*2.83	1*2.83	0
E3_SLV	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	-1*2.83	0,3*2.83	0	1*2.83
E4_SLV	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	-1*2.83	-0,3*2.83	0	1*2.83
E5_SLV	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	0,3*2.83	1*2.83	0,3*2.83	0
E6_SLV	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	0,3*2.83	-1*2.83	0,3*2.83	0
E7_SLV	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	-0,3*2.83	1*2.83	0	0,3*2.83
E8_SLV	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	-0,3*2.83	-1*2.83	0	0,3*2.83

6.4 VERIFICHE

Si riportano di seguito le verifiche nelle condizioni di SLE ed SLU.

6.4.1 Risultati analisi strutturale

Axial Force Diagram (INV SLU e Sisma_SLV)

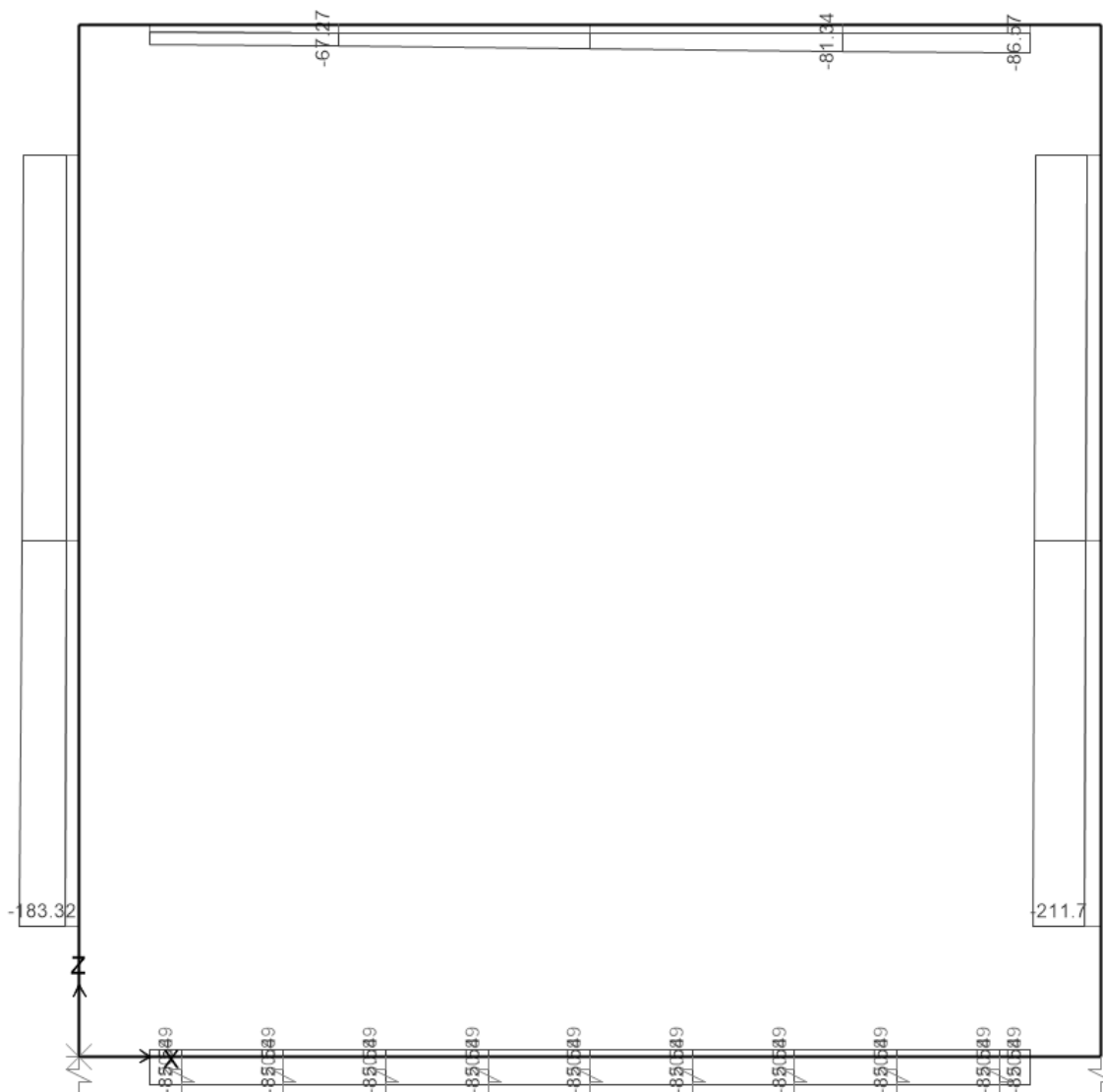


Figura 18 – Sforzo assiale INV SLU, SLV

Moment 3-3 Diagram (INV SLU e Sisma_SLV)

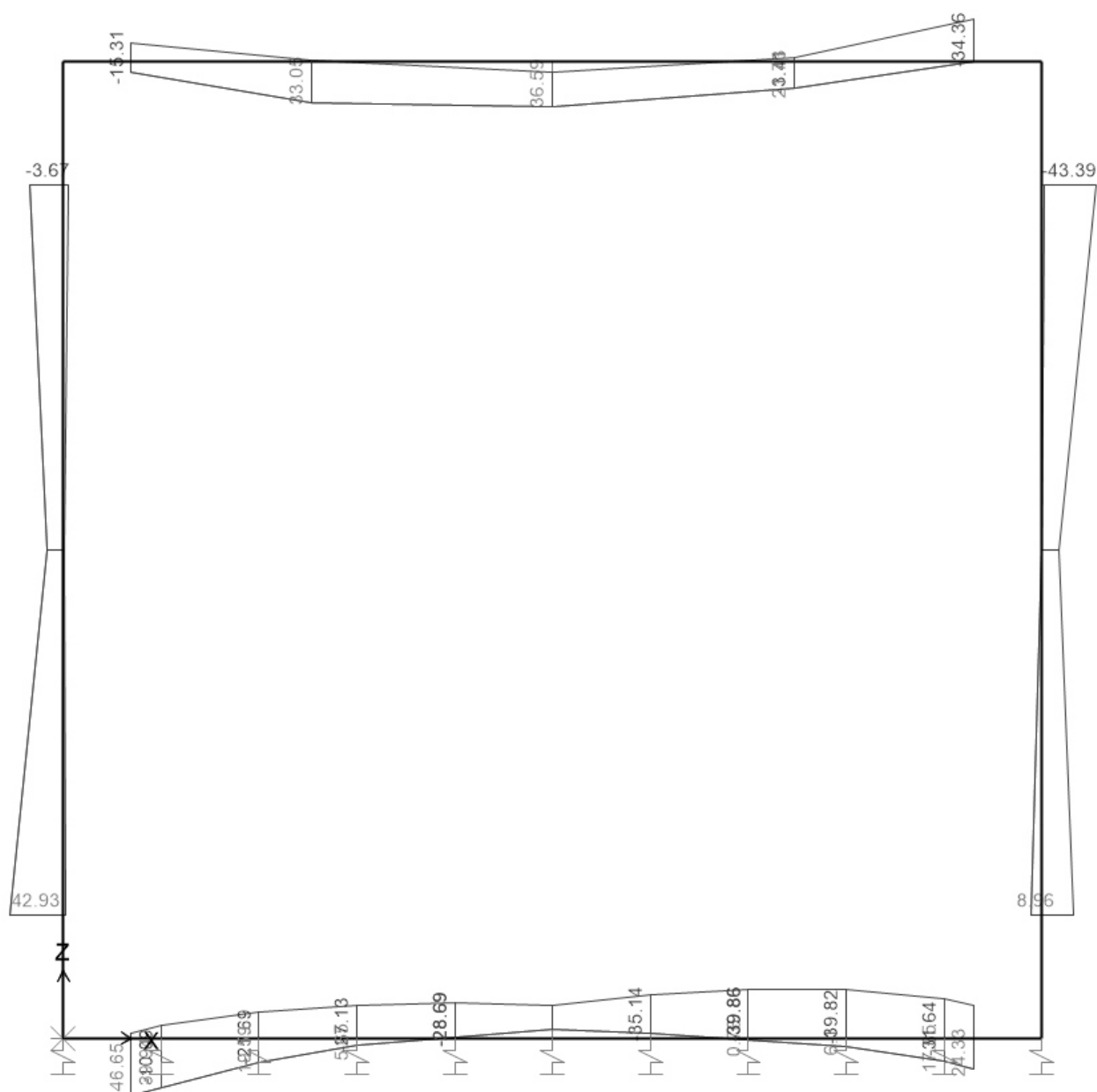


Figura 19 – Sollecitazione flessionale INV SLU, SLV

Shear Force 2-2 Diagram (INV SLU e Sisma_SLV)

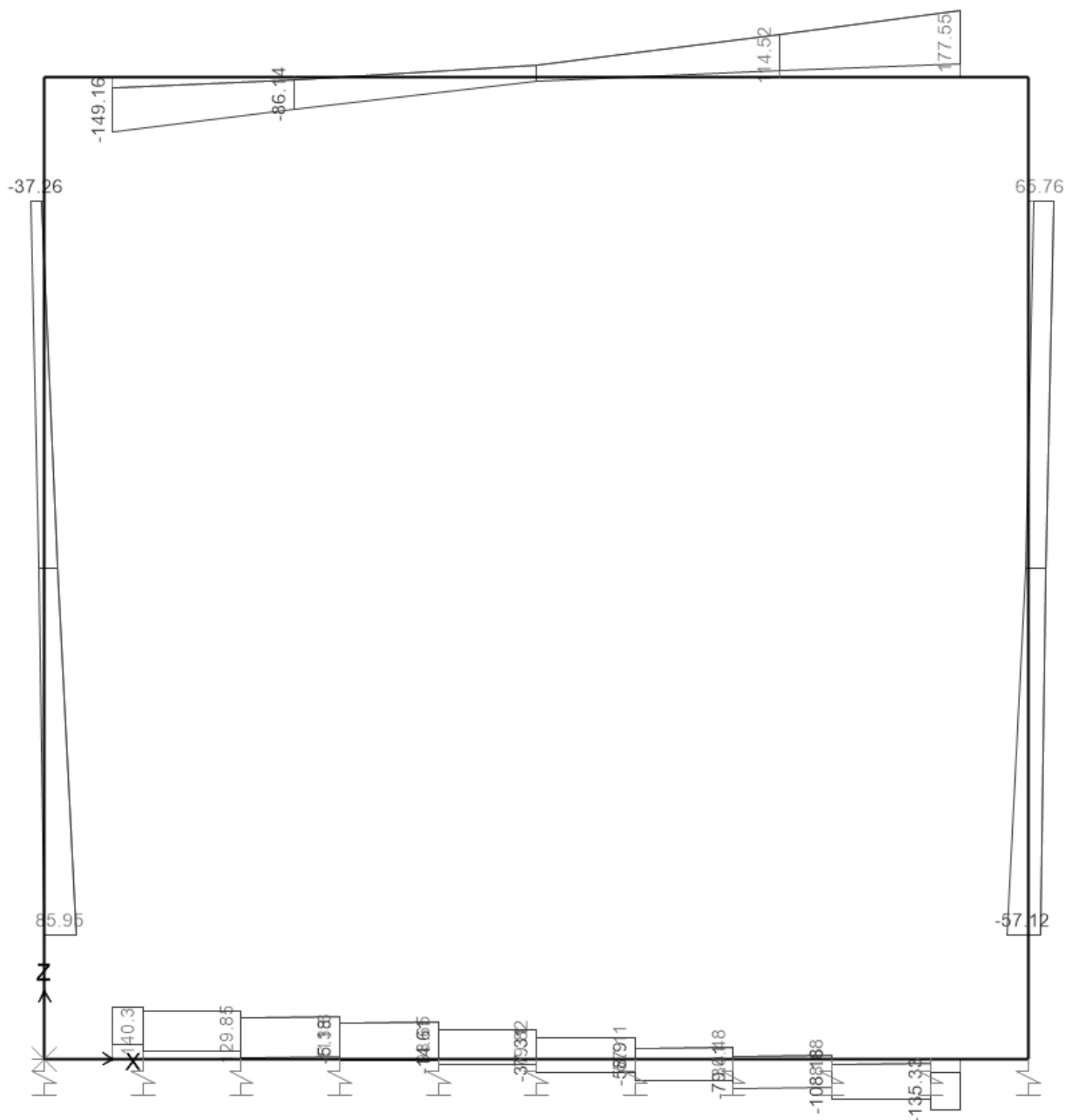



Figura 20 – Sollecitazione tagliante INV SLU, SLV

 Axial Force Diagram (INV_SLE_RARE e SLD)

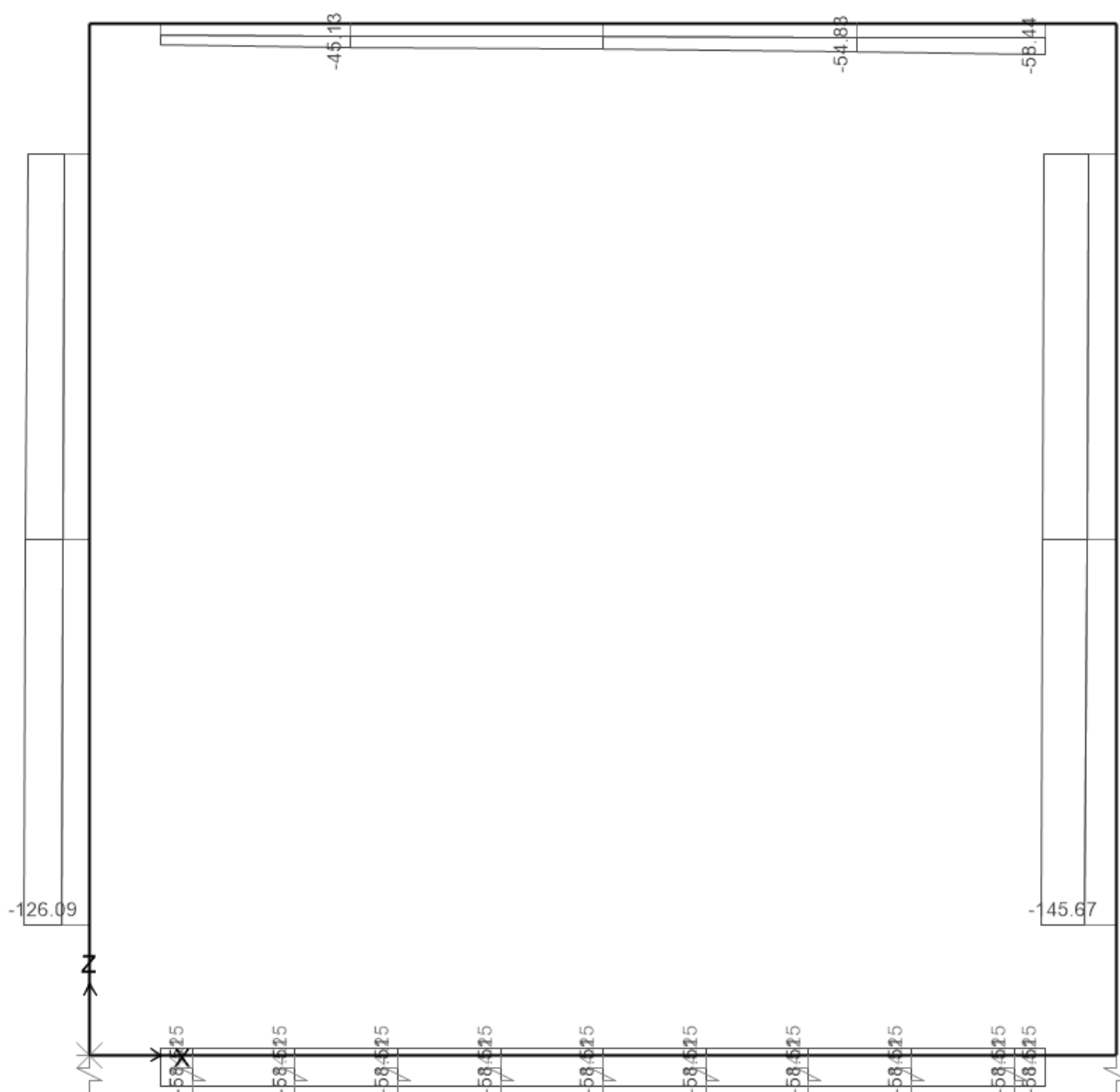


Figura 21 – Sforzo assiale INV SLE_RARE,SLD

Moment 3-3 Diagram (INV_SLE_RARE e SLD)

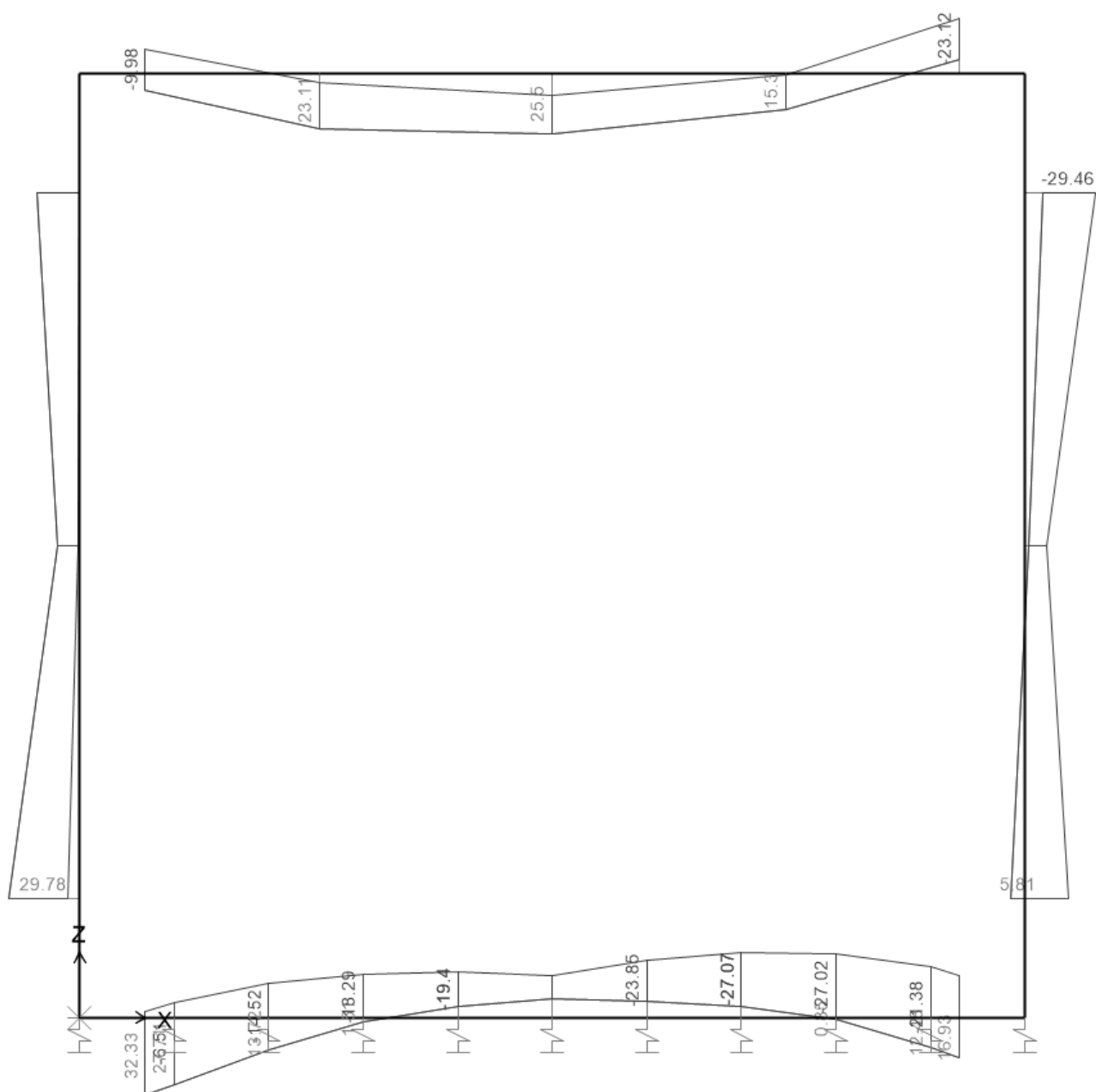


Figura 22 – Sollecitazione flessionale INV SLE_RARE,SLD

6.4.2 Verifiche strutturali

6.4.2.1 Premessa

Nei paragrafi che seguono si riportano gli esiti delle verifiche strutturali svolte con il software RC SEC e fogli di calcolo excel che implementano le prescrizioni della Normativa vigente.

Segue una tabella di conversione per interpretare gli esiti delle verifiche RC SEC, riportati nei paragrafi che seguono in lingua Inglese.

MATERIALS DATA / DATI RELATIVI AI MATERIALI

CONCRETE - CALCESTRUZZO

-	Class / Classe
	Design compressive strength / Resistenza a compressione fcd
	Strain at max strength ϵ_{c2} / deformazione per la resistenza massima ϵ_{c2}
	Ultimate strain ϵ_{cu} / Deformazione massima ϵ_{cu}
	Compression diagram stress-strain: Parabola-Rectangle
	Diagramma sforzo deformazione a compressione: Parabola rettangolo
	Mean elastic modulus Ecm / Modulo elastic Ecm
	Mean tensile strength f_{ctm} / Resistenza a trazione media f_{ctm}
	Es/Ec in SLS combination / Es/Ec in combinazione SLS
	Stress limit Characteristic SLS / Massima tensione per combinazione caratteristica SLS
	Stress limit Frequent SLS / Massima tensione per combinazione frequente SLS
	wk lim =limit crack width Frequent SLS / Limite ampiezza fessure combinazione frequente SLS
	Stress limit Quasi-Permanent SLS / Massima tensione combinazione SLS quasi permanente
	wk lim =limit crack-width Quasi-Permanent SLS / limite di ampiezza delle fessure in combinazione SLS quasi permanente

STEEL - ACCIAIO

	Longitudinal Bars and Stirrups / Barre longitudinali e staffe
	Characteristic yield stress f_{yk} / tensione di snervamento caratteristica f_{yk}
	Tensile strength f_{tk} / Resistenza a trazione f_{tk}
	Design yield stress f_{yd} / Sforzo di snervamento di progetto f_{yd}
	Design strength f_{td} / Resistenza di progetto f_{td}
	Design ultimate strain ϵ_{su} / Deformazione ultima ϵ_{su}
	Mean elastic modulus Es / Modulo elastico medio Es
	SLS Charact. - Ss Limit: / Combinazione SLS caratteristica limite σ

GEOMETRIC AND REINFORCEMENT DATA / DATI DI GEOMETRIA E DELLE ARMATURE

	Width / Larghezza
	Depth / Altezza
	Bottom bars / Armature inferiori
	Top bars / Armature superiori
	Low Cover (from centroid of bar) / Copriferro inferiore (dal baricentro delle armature)
	Top Cover (from centroid of bar): / Copriferro superiore (dal baricentro delle armature)
	Web Cover (from centroid of bar) / Copriferro sull'anima (dal baricentro delle armature)

ULTIMATE LIMIT STATE - DESIGN INTERNAL FORCES ASSIGNED FOR EACH COMBINATION / STATI LIMITE ULTIMI – AZIONI INTERNE SOLLECITANTI DI PROGETTO PER OGNI COMBINAZIONE

N	Design axial force [kN] applied in the concrete centroidal point (+ if compressive) Azione assiale sollecitante di progetto [kN] applicata nel baricentro della sezione di calcestruzzo (+ se in compressione)
Mx	Design moment force [kNm] around the x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section Momento sollecitante di progetto [kN m] attorno all'asse x con direzione positiva se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
VY	Design shear [kN] in a direction parallel to the axis Y Taglio sollecitante di progetto [kN] / in direzione parallela all'asse Y
T	Design torsional Moment [kN m] / Momento torcente sollecitante di progetto

CHECKS RESULTS / RISULTATI DELLE VERIFICHE

Checks of section OK for all assigned combinations / Verifica con esito positive per tutte le combinazioni

Min edge cover of longitudinal bars / **Minimo ricoprimento delle barre longitudinali**
Min edge distance between longitudinal bars / **Minima distanza tra le barre longitudinali**

ULTIMATE LIMIT STATE - CHECKS FOR BENDING AND AXIAL FORCE / STATI LIMITE ULTIMI – VERIFICA A FLESSIONE E AZIONE ASSIALE

Check/Verifica	Result of check / Esito della verifica
N	Design axial force applied in the concrete centroid [kN] (+ if compressive) Azione assiale sollecitante di progetto [kN] applicata nel baricentro della sezione di calcestruzzo (+ se in compressione)
Mx	Design bending moment force [kNm] around x axis of reference Momento flettente sollecitante di progetto [kN m] intorno all'asse X
N ult	Axial capacity [kN] of section (+ if compressive) Azione assiale resistente di progetto della sezione [kN] (+ se di compressione)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis of reference Momento flettente resistente di progetto [kN m] intorno all'asse X
S.F.	Safety factor = vectorial ratio of (N ult, Mx ult) to (N, Mx). Check OK if such ratio is ≥ 1.0 Fattore di sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult) e (N, Mx). Controllato positivo se tale rapporto ≥ 1.0
Yneutral	Ordinate Y [cm] of neutral axis in the reference system Ordinata Y [cm] dell'asse neutro nel sistema di riferimento
Mx sn.	Yielding bending moment [kNm] Momento flettente di servamento [kN m]
x/d	Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section Rapporto tra la posizione dell'asse neutro e l'altezza efficace della sezione
D	Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [(5.10)EC2] Rapporto tra il momento redistribuito e il momento elastico della trave continua [(5.10)EC2]
As Tension	Area bars in tension zone [cm ²] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2] Area delle armature a trazione [cm ²] (trave) [tra parentesi is riporta l'area minima dall'equazione (9.1N) EC2]

ULTIMATE LIMIT STATE - STRAINS AT ULTIMATE STATE / STATI LIMITE ULTIMI – DEFORMAZIONI AGLI STATI LIMITE ULTIMI

ec max	Ultimate compressive strain in concrete Deformazione ultima a compressione
ec*	Strain in the concrete fiber at ec_2/ec_u of depth (if $ec^* > 0$ then the section is all compressed) Deformazione nella fibra di calcestruzzo nella posizione ec_2/ec_u ($ec^* > 0$ nel caso di sezione compressa)
Yc max	Ordinate in [cm] of the fiber corresponding to ec max Ordinata in [cm] della fibra corrispondente a ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive) Massima deformazione nelle barre di acciaio (+ se in compressione)
Ys max	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es max Ordinata [cm] della barra corrispondente a es max
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive) Minima deformazione nelle barre di acciaio (+ se in compressione)
Ys min	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es min Ordinata [cm] della barra corrispondente a es min
Comb.N.	ec max ec* Yc max es max Ys max es min Ys min

COMBINATION OF RESISTANCE N. 1 : STRESS AND STRAIN AT ULTIMATE STATE / COMBINAZIONE RESISTENTE N.1: SFORZO E DEFORMAZIONE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

Concrete vertices: /Vertici sezione calcestruzzo

Vertex N.	Assigned numbers to concrete vertices
Vertice N°	Si assegnano numeri ai vertici della sezione in calcestruzzo
Xc, Yc	X-coordinate, Y-coordinate [cm] of vertices in the reference X,Y,O Coordinate X e Y [cm] dei vertici nel riferimento X,Y,O
Sc	Stress [Mpa] in each vertex (+ if compressive) Sforzo [Mpa] in ciascun vertice (+ se in compressione)
e c	Strain in each vertex Deformazione nei vertici

Vertex N.	Xc	Yc	Sc	e c
Vertice N.	Xc	Yc	Sc	e c

ongitudinal Bars: / Barre longitudinali

Bar N.	Number assigned to the bars
	Numero assegnato alle barre
Xs, Ys	X-coordinate, Y-coordinate [cm] of single bar in the reference X,Y,O Coordinate X e Y [cm] dei vertici nel riferimento X,Y,O
Ss	Stress [Mpa] in each bar (+ if compressive) Sforzo [Mpa] in ciascuna barra (+ se in compressione)
e s	Strain in each bar Deformazione in ciascuna barra

Bar N.	Xs	Ys	Ss	e s
--------	----	----	----	-----

6.4.2.2 Sezione S1 - Soletta superiore – nodo con piedritto

6.4.2.2.1 Stato Limite Ultimo

NOTA: Le forze normali sono trascurati a favore di sicurezza.

Sollecitazioni massimi in nodo:

Valore di progetto del momento flettente agente $M_{Ed} = - 34.36 \text{ kNm}$

Valore di progetto del taglio agente $V_{Ed} = 177.55 \text{ kN}$

Le verifiche sono fate con il software RC-SEC, con la verifica tagliente stata condotta non considerando armatura a taglio.

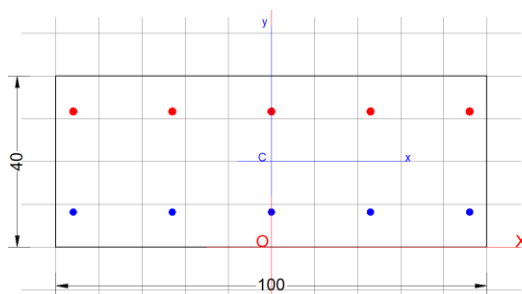
Sezione di calcolo 1.00x0.40

Armatura superiore 5 Ø 14

Armatura inferiore 5 Ø 18

Armatura a taglio Ø 12 /20

Copriferro superiore/inferiore (neto) 5.0 cm



GENERAL DATA OF PREDEFINED RC CROSS-SECTION

Section Name: Solleta_di_supr_Nodo.secEC

Section description:	
Reference code:	EN 1992-1-1 [EC2] Italian Annex
Exposure Class:	XA1 - Chemical attack (slight aggressive)
Structural member of belonging:	Beam (or slab) without stirrup [§6.2.1(4) EC2]
Section type:	Predefined section
Cross-section shape:	Rectangular
Stress path:	Constant axial force to achieve bending ULS
Reference of assigned forces:	Principal axes x,y of inertia

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C30/37
	Design compressive strength fcd:	17.0 MPa
	Strain at max strength ec2:	0.0020
	Ultimate strain ecu:	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rectangle
	Mean elastic modulus Ecm:	32836.6 MPa
	Mean tensile strength fctm:	2.9 MPa
	Es/Ec in SLS combination:	15.00
	Stress limit Characteristic SLS:	18.0 MPa
	Stress limit Frequent SLS:	18.0 MPa
	wk lim =limit crack width Frequent SLS:	0.300 mm
	Coeff. k3:	3.4000 § 7.3.4(3) EC2
	Coeff. k4:	0.4250 § 7.3.4(3) EC2
	Stress limit Quasi-Permanent SLS:	13.5 MPa
wk lim =limit crack-width Quasi-Permanent SLS:	0.200 mm	
STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C
	Characteristic yield stress fyk:	450.0 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

GEOMETRIC AND REINFORCEMENT DATA

Width:	100.0	cm
Depth:	40.0	cm
Bottom bars:	5Ø18	(12.7 cm ²)
Top bars:	5Ø14	(7.7 cm ²)
Low Cover (from centroid of bar):	8.3	cm
Top Cover (from centroid of bar):	8.1	cm
Web Cover (from centroid of bar):	4.0	cm

ULTIMATE LIMIT STATE - DESIGN INTERNAL FORCES ASSIGNED FOR EACH COMBINATION

Comb.N.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	-34.36	0.00	0.00
2	0.00	10.00	0.00	0.00

N Design axial force [kN] applied in the concrete centroidal point (+ if compressive)
 Mx Design moment force [kNm] around the x axis
 with positive direction if such as to compress the upper edge of the section
 Vy Design shear [kN] in a direction parallel to the axis Y
 T Design torsional Moment [kN m]

CHECKS RESULTS

Min edge cover of longitudinal bars:	3.1	cm
Min edge distance between longitudinal bars:	21.2	cm

ULTIMATE LIMIT STATE - CHECKS FOR BENDING AND AXIAL FORCE

Check	Result of check
N	Design axial force applied in the concrete centroid [kN] (+ if compressive)
Mx	Design bending moment force [kNm] around x axis of reference
N ult	Axial capacity [kN] of section (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis of reference
S.F.	Safety factor = vectorial ratio of (N ult, Mx ult) to (N, Mx). Check OK if such ratio is >=1.0
Yneutral	Ordinate Y [cm] of neutral axis in the reference system
Mx sn.	Yielding bending moment [kNm]
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 [(5.10)EC2]
As Tension	Area bars in tension zone [cm ²] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2]

As Tension Area bars in tension zone [cm²] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2]

Comb.N.	Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.	Y neutral	Mx sn.	x/d	D	As Tension
1	OK	0.00	-34.36	-0.19	-116.53	3.391	5.5	-89.78	---	---	---
2	OK	0.00	10.00	-0.26	161.37	16.137	34.5	142.27	---	---	---

ULTIMATE LIMIT STATE - STRAINS AT ULTIMATE STATE

Comb.N.	ec max	ec *	Yc max	es max	Ys max	es min	Ys min
1	0.00350	-0.00743	0.0	-0.00179	8.3	-0.01683	31.9
2	0.00350	-0.00745	40.0	-0.00167	31.9	-0.01675	8.3

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)
 Yc max Ordinate in [cm] of the fiber corresponding to ec max
 es max Max strain in steel bars (+ if compressive)
 Ys max Ordinate [cm] of the bar corresponding to es max
 es min Min strain in steel bars (+ if compressive)
 Ys min Ordinate [cm] of the bar corresponding to es min

Verifica a taglio

La verifica tagliente è stata condotta considerando uncini f12/20 con 3 bracci ogni.

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
$h = 400$	mm	altezza	$\gamma_s = 1.15$		coeff. sicurezza
$c = 81$	mm	copriferro	$f_{yd} = 391.3$	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 30$	MPa	resist. caratteristica	Armadura longitudinale tesa:		
$\gamma_c = 1.50$		coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 5$	Ø 14	= 7.70 cm ²
$\alpha_{cc} = 0.85$		coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0$	Ø 0	= 0.00 cm ²
$d = 319$	mm	altezza utile	$A_{sl,3} = 0$	Ø 0	= 0.00 cm ²
$f_{cd} = 17.00$	MPa	resist. di calcolo			7.70 cm ²

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

$N_{ed} = 0.0$	kN	$V_{ed} = 177.6$	kN
----------------	----	------------------	----

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$k = 1+(200/d)^{1/2} < 2$	$k = 1.792$	<2
$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	$v_{min} = 0.460$	
$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02$	$\rho_1 = 0.002$	<0.02
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd}$	$\sigma_{cp} = 0.00$	MPa fcd

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

$$V_{Rd} = 132.7 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 146.7 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 146.7 \text{ kN} \quad \text{assunto pari alla resistenza minima}$$

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. staffe	

Armadura a taglio:

$$A_{sw}/s = \text{staffe } \emptyset 12 \text{ mm con n}^\circ \text{ bracci (trasv)} \quad 3 \quad \text{passo } 20 \text{ cm} = 0.170 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

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

$$= 190.6 \text{ kN}$$

$$f_{cd} = 8.50 \text{ MPa} \quad \text{resist. di calcolo ridotta}$$

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

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

$$= 1220.2 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) \quad V_{Rd} = 190.6 > 177.6 \text{ kN} \quad \text{c.s.} = 1.1$$

la sezione armata a taglio risulta verificata.

6.4.2.2.2 Stato Limite di Esercizio

Sollecitazioni massimi in nodo:

SLE Rara e SLD

Valore di progetto del momento flettente agente $M_{Ed} = - 23.12 \text{ kNm}$

SLE Frequente

Valore di progetto del momento flettente agente $M_{Ed} = - 19.34 \text{ kNm}$

SLE Quasi permanente

Valore di progetto del momento flettente agente $M_{Ed} = - 8.00 \text{ kNm}$

La sezione è stata verificata con il software RC-Sec:

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

Comb.N.	N		Mx	
	N	Mx	N	Mx
1	0.00	-23.12	0.00	-23.12
2	0.00	8.00	0.00	8.00

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

Comb.N.	N		Mx	
	N	Mx	N	Mx
1	0.00	-19.34	0.00	-19.34
2	0.00	5.00	0.00	5.00

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

Comb.N.	N		Mx	
	N	Mx	N	Mx
1	0.00	-8.00	0.00	-8.00
2	0.00	2.00	0.00	2.00

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Check	Result of Check
Sc max	Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]
Yc max	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
Sc min	Min compression stress (+) in concrete [Mpa]
Yc min	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc min (reference X,Y,O)
Ss min	Min tension stress (-) of steel bars [Mpa]
Ys min	y-coordinate [cm] of centroid bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
hc eff.	Concrete depth [cm] in concrete tension area surrounding tension steel bars

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)
 D bars Mean spacing [cm] of bonded reinforcement [eq.(7.11) §7.3.4(3)EC2]
 (D bars = 0 indicates spacing > 5(c+O/2) and eq.(7.14) is pertinent)

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	2.13	0.0	0.00	7.7	-101.5	8.3	10.8	1078	7.7	20.9
2	OK	0.60	40.0	0.00	30.9	-22.1	31.9	10.3	1028	12.7	20.9

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Check Result of check
 e1 Greater concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
 e2 Lesser concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
 k1 = 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]
 kt = 0.6 for charact. and frequent SLS; = 0.4 for quasi-perm. SLS (Factor dependent on the duration of the load [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) EC2 according to national annex
 k4 = 0.425 Coeff. in eq. (7.11) EC2 according to national annex
 Ø | c Equivalent bar diameter [mm] cover [cm] to the tensile reinforcement [see eq.(7.11)(7.12) EC2]
 r eff Geometrical ratio As eff/Ac eff [eq.(7.10) EC2]
 e sm - e cm Difference between the mean strain of tensile steel and concrete under the relevant combination [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
 M crack First cracking bending moment [kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00068	0	0.500	14 7.4	0.007	0.000304 (0.00030)	585	0.178	-82.54
2	OK	-0.00015	0	0.500	18 7.4	0.012	0.000066 (0.00007)	499	0.033	84.21

SLS FREQUENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	1.79	0.0	0.00	7.7	-84.9	8.3	10.8	1078	7.7	20.9
2	OK	0.37	40.0	0.00	30.9	-13.8	31.9	10.3	1028	12.7	20.9

SLS FREQUENT COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00057	0	0.500	14 7.4	0.007	0.000255 (0.00025)	585	0.149 (0.30)	-82.54
2	OK	-0.00009	0	0.500	18 7.4	0.012	0.000041 (0.00004)	499	0.021 (0.30)	84.21

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

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	0.74	0.0	0.00	7.7	-35.1	8.3	10.8	1078	7.7	20.9
2	OK	0.15	40.0	0.00	30.6	-5.5	31.9	10.3	1028	12.7	20.9

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

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00023	0	0.500	14 7.4	0.007	0.000105 (0.00011)	585	0.062 (0.20)	-82.54
2	OK	-0.00004	0	0.500	18 7.4	0.012	0.000017 (0.00002)	499	0.008 (0.20)	84.21

SLS - MINIMUM REINFORCEMENT AREAS FOR CRACK CONTROL (§ 7.3.2 EC2)

N.Comb.	SLS combination number
Comb.Type	Frequent or Quasi-Permanent
Region	Part of concrete section under consideration (Web/Flange)
k	Coeff. wich take account of self-equilibrating stresses [see eq.(7.1) EC2]
kc	Coeff. wich take account of stress distribution at cracking[see eq.(7.1) EC2]
Ac eff	Area of concrete within tensile zone of the region under consideration just before cracking [(7.1)]
Ned	SLS axial force (+ if compressive) acting on the region under consideration [kN]
Sc	=Ned/Ac mean stress in the region of area Ac (web or rectangular section) [eq.(7.1)]
Fcr	Absolute value of the tensile force [kN] within the flange at cracking due to the cracking moment [eq.(7.3)]
k1	Coeff. considering the effect of axial forces on the stress (web or rectangular section) [eq.(7.2)]
As reg	Area [cm ²] of reinforcing steel within the tensile zone of region under consideration
As min	Minimum Area [cm ²] of reinforcing steel within the tensile zone of region under consideration required by eq. (7.1)

Comb.N.	Comb.Type	Region	k	kc	Ac eff	Ned	Sc	k1	Frc	As reg	As min
1	Frequent	Web	0.72	0.41	2000	---	---	---	-292.51	7.7	3.8
2	Frequent	Web	0.72	0.40	2000	---	---	---	-286.73	12.7	3.7
1	Quasi-perm.	Web	0.72	0.41	2000	---	---	---	-292.51	7.7	3.8
2	Quasi-perm.	Web	0.72	0.40	2000	---	---	---	-286.73	12.7	3.7

6.4.2.3 Sezione S2 - Soletta superiore – mezzeria

6.4.2.3.1 Stato Limite Ultimo

NOTA: Le forze normali sono trascurati a favore di sicurezza.

Sollecitazioni massimi in mezzeria:

Valore di progetto del momento flettente agente $M_{Ed} = 36.59 \text{ kNm}$

Le verifiche sono fate con il software RC-SEC, con la verifica tagliante stata condotta non considerando armatura a taglio.

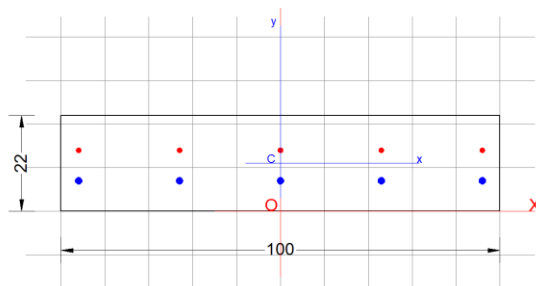
Sezione di calcolo 1.00x0.22

Armatura superiore 5 Ø 14

Armatura inferiore 5 Ø 18

Copriferro superiore/inferiore 5.0 cm

(netto)



GENERAL DATA OF PREDEFINED RC CROSS-SECTION

Section Name: Solleta_di_supr_Campata.secEC

Section description:
Reference code: EN 1992-1-1 [EC2] Italian Annex
Exposure Class: XA1 - Chemical attack (slight aggressive)
Structural member of belonging: Beam (or slab) without stirrup [§6.2.1(4) EC2]
Section type: Predefined section
Cross-section shape: Rectangular
Stress path: Constant axial force to achieve bending ULS
Reference of assigned forces: Principal axes x,y of inertia

MATERIALS DATA

CONCRETE -

Class:	C30/37	
Design compressive strength fcd:	17.0	MPa
Strain at max strength ec2:	0.0020	
Ultimate strain ecu:	0.0035	
Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rectangle	
Mean elastic modulus Ecm:	32836.6	MPa
Mean tensile strength fctm:	2.9	MPa
Es/Ec in SLS combination:	15.00	
Stress limit Characteristic SLS:	18.0	MPa
Stress limit Frequent SLS:	18.0	MPa
wk lim =limit crack width Frequent SLS:	0.300	mm
Coeff. k3:	3.4000	§ 7.3.4(3) EC2
Coeff. k4:	0.4250	§ 7.3.4(3) EC2
Stress limit Quasi-Permanent SLS:	13.5	MPa
wk lim =limit crack-width Quasi-Permanent SLS:	0.200	mm

STEEL -

Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C	
Characteristic yield stress fyk:	450.0	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

GEOMETRIC AND REINFORCEMENT DATA

Width:	100.0	cm
Depth:	22.0	cm
Bottom bars:	5Ø18	(12.7 cm ²)
Top bars:	5Ø14	(7.7 cm ²)
Low Cover (from centroid of bar):	7.0	cm
Top Cover (from centroid of bar):	8.2	cm
Web Cover (from centroid of bar):	4.0	cm

ULTIMATE LIMIT STATE - DESIGN INTERNAL FORCES ASSIGNED FOR EACH COMBINATION

N	Design axial force [kN] applied in the concrete centroidal point (+ if compressive)
Mx	Design moment force [kNm] around the x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section
VY	Design shear [kN] in a direction parallel to the axis Y
T	Design torsional Moment [kN m]

Comb.N.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	36.59	0.00	0.00

CHECKS RESULTS

Min edge cover of longitudinal bars:	3.1 cm
Min edge distance between longitudinal bars:	5.2 cm

ULTIMATE LIMIT STATE - CHECKS FOR BENDING AND AXIAL FORCE

Check	Result of check
N	Design axial force applied in the concrete centroid [kN] (+ if compressive)
Mx	Design bending moment force [kNm] around x axis of reference
N ult	Axial capacity [kN] of section (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis of reference
S.F.	Safety factor = vectorial ratio of (N ult, Mx ult) to (N, Mx). Check OK if such ratio is >=1.0
Yneutral	Ordinate Y [cm] of neutral axis in the reference system
Mx sn.	Yielding bending moment [kNm]
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 [(5.10)EC2]
As Tension	Area bars in tension zone [cm ²] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2]

As Tension Area bars in tension zone [cm²] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2]

Comb.N.	Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.	Y neutral	Mx sn.	x/d	D	As Tension
1	OK	0.00	36.59	0.06	78.70	2.151	16.5	67.58	---	---	---

ULTIMATE LIMIT STATE - STRAINS AT ULTIMATE STATE

ec max	ec*	Yc max	es max	Ys max	es min	Ys min
Ultimate compressive strain in concrete	Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed)	Ordinate in [cm] of the fiber corresponding to ec max	Max strain in steel bars (+ if compressive)	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es max	Min strain in steel bars (+ if compressive)	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es min

Comb.N.	ec max	ec *	Yc max	es max	Ys max	es min	Ys min
1	0.00350	-0.00248	22.0	-0.00170	13.8	-0.00602	7.0

Verifica a taglio

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
$h = 220$ mm	altezza	$\gamma_s = 1.15$	coeff. sicurezza
$c = 70$ mm	copriferro	$f_{yd} = 391.3$ MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 30$ MPa	resist. caratteristica	Armadura longitudinale tesa:	
$\gamma_c = 1.50$	coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 5$ Ø	$18 = 12.72$ cm ²
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0$ Ø	$0 = 0.00$ cm ²

$$d = 150 \text{ mm} \text{ altezza utile} \quad A_{sl,3} = 0 \quad \emptyset \quad 0 = 0.00 \text{ cm}^2$$

$$f_{cd} = 17.00 \text{ MPa} \text{ resist. di calcolo} \quad 12.72 \text{ cm}^2$$

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

$$N_{ed} = 0.0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 75.0 \text{ kN}$$

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

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 2.000 \quad < 2$$

$$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{min} = 0.542$$

$$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02 \quad \rho_1 = 0.008 \quad < 0.02$$

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

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

$$V_{Rd} = 105.9 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 81.3 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 105.9 \text{ kN} \text{ valore di calcolo}$$

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

6.4.2.3.2 Stato Limite di Esercizio

Sollecitazioni massimi in mezzzeria:

SLE Rara e SLD

Valore di progetto del momento flettente agente $M_{Ed} = 25.50 \text{ kNm}$

SLE Frequente

Valore di progetto del momento flettente agente $M_{Ed} = 22.24 \text{ kNm}$

SLE Quasi permanente

Valore di progetto del momento flettente agente $M_{Ed} = 12.44 \text{ kNm}$

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

Comb.N.	N	Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)	
		Mx	
1	0.00	25.50	

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

Comb.N.	N	Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)	
		Mx	
1	0.00	22.24	

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

Comb.N.	N	Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)	
		Mx	
1	0.00	12.44	

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Check	Result of Check
Sc max	Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]
Yc max	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
Sc min	Min compression stress (+) in concrete [Mpa]
Yc min	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc min (reference X,Y,O)
Ss min	Min tension stress (-) of steel bars [Mpa]
Ys min	y-coordinate [cm] of centroid bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
hc eff.	Concrete depth [cm] in concrete tension area surrounding tension steel bars
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)
D bars	Mean spacing [cm] of bonded reinforcement [eq.(7.11) §7.3.4(3)EC2] (D bars = 0 indicates spacing > 5(c+O/2) and eq.(7.14) is pertinent)

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	6.81	22.0	0.00	15.8	-145.4	13.8	5.3	527	12.7	21.5

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Check	Result of check
e1	Greater concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
e2	Lesser concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
k1	= 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]
kt	= 0.6 for charact. and frequent SLS; = 0.4 for quasi-perm. SLS (Factor dependent on the duration of the load [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) EC2 according to national annex
k4	= 0.425 Coeff. in eq. (7.11) EC2 according to national annex
Ø c	Equivalent bar diameter [mm] cover [cm] to the tensile reinforcement [see eq.(7.11)(7.12) EC2]
r eff	Geometrical ratio As eff/Ac eff [eq.(7.10) EC2]
e sm - e cm	Difference between the mean strain of tensile steel and concrete under the relevant combination [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
M crack	First cracking bending moment [kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00130	0	0.500	18 6.1	0.024	0.000436 (0.00044)	334	0.146	24.78

SLS FREQUENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	5.94	22.0	0.00	15.8	-126.8	13.8	5.3	527	12.7	21.5

SLS FREQUENT COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00114	0	0.500	18 6.1	0.024	0.000380 (0.00038)	334	0.127 (0.30)	24.78

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

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	3.32	22.0	0.00	15.8	-70.9	13.8	5.3	527	12.7	21.5

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

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00064	0	0.500	18 6.1	0.024	0.000213 (0.00021)	334	0.071 (0.20)	24.78

SLS - MINIMUM REINFORCEMENT AREAS FOR CRACK CONTROL (§ 7.3.2 EC2)

N.Comb.	SLS combination number
Comb.Type	Frequent or Quasi-Permanent
Region	Part of concrete section under consideration (Web/Flange)
k	Coeff. wich take account of self-equilibrating stresses [see eq.(7.1) EC2]
kc	Coeff. wich take account of stress distribution at cracking[see eq.(7.1) EC2]
Ac eff	Area of concrete within tensile zone of the region under consideration just before cracking [(7.1)]
Ned	SLS axial force (+ if compressive) acting on the region under consideration [kN]
Sc	=Ned/Ac mean stress in the region of area Ac (web or rectangular section) [eq.(7.1)]
Fcr	Absolute value of the tensile force [kN] within the flange at cracking due to the cracking moment [eq.(7.3)]
k1	Coeff. considering the effect of axial forces on the stress (web or rectangular section) [eq.(7.2)]
As reg	Area [cm ²] of reinforcing steel within the tensile zone of region under consideration
As min	Minimum Area [cm ²] of reinforcing steel within the tensile zone of region under consideration required by eq. (7.1)

Comb.N.	Comb.Type	Region	k	kc	Ac eff	Ned	Sc	k1	Frc	As reg	As min
1	Frequent	Web	1.00	0.40	1100	---	---	---	-156.72	12.7	2.8
1	Quasi-perm.	Web	1.00	0.40	1100	---	---	---	-156.72	12.7	2.8

6.4.2.4 Sezione S3, S4 - Piedritto – nodo con soletta superiore/ inferiore

NOTA: E' svolta solo una verifica strutturale dei piedritti, considerata valide sia per la sezione ai nodi superiori sia per quelli inferiori a causa delle sollecitazioni essendo quasi uguali.

6.4.2.4.1 S tato Limite Ultimo

Sollecitazioni massimi in nodo:

Valore di progetto del sforzo assiale	NEd = - 37.60 kN
Valore di progetto del momento flettente agente	MEd = -43.39 kNm
Valore di progetto del taglio agente	VED = 85.95 kN

Le verifiche sono fate con il software RC-SEC, con la verifica tagliente stata condotta non considerando armatura a taglio.

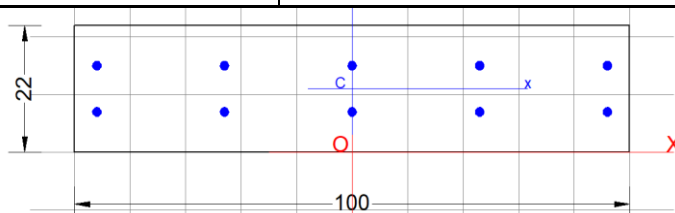
Sezione di calcolo 1.00x0.22

Armatura superiore 5 Ø 18

Armatura inferiore 5 Ø 18

Copriferro superiore/inferiore 5.0 cm

(netto)



GENERAL DATA OF PREDEFINED RC CROSS-SECTION

Section Name: Piedritti_Nodo.secEC

Section description:	
Reference code:	EN 1992-1-1 [EC2] Italian Annex
Exposure Class:	XA1 - Chemical attack (slight aggressive)
Structural member of belonging:	Beam (or slab) without stirrup [§6.2.1(4) EC2]
Section type:	Predefined section
Cross-section shape:	Rectangular
Stress path:	Constant ratio M/N to achieve bending ULS
Reference of assigned forces:	Principal axes x,y of inertia

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C30/37
	Design compressive strength f_{cd} :	17.0 MPa
	Strain at max strength ϵ_{c2} :	0.0020
	Ultimate strain ϵ_{cu} :	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rectangle
	Mean elastic modulus E_{cm} :	32836.6 MPa
	Mean tensile strength f_{ctm} :	2.9 MPa
	E_s/E_c in SLS combination:	15.00
	Stress limit Characteristic SLS:	18.0 MPa
	Stress limit Frequent SLS:	18.0 MPa
	wk lim =limit crack width Frequent SLS:	0.300 mm
	Coeff. k_3 :	3.4000 § 7.3.4(3) EC2
	Coeff. k_4 :	0.4250 § 7.3.4(3) EC2
	Stress limit Quasi-Permanent SLS:	13.5 MPa
	wk lim =limit crack-width Quasi-Permanent SLS:	0.200 mm
STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C
	Characteristic yield stress f_{yk} :	450.0 MPa
	Tensile strength f_{tk} :	540.0 MPa
	Design yield stress f_{yd} :	391.3 MPa
	Design strength f_{td} :	391.3 MPa
	Design ultimate strain ϵ_{su} :	0.068
	Mean elastic modulus E_s :	200000.0 MPa
	SLS Charact. - S_s Limit:	360.00 MPa

GEOMETRIC AND REINFORCEMENT DATA

Width:	100.0	cm
Depth:	22.0	cm
Bottom bars:	5Ø18	(12.7 cm ²)
Top bars:	5Ø18	(12.7 cm ²)
Low Cover (from centroid of bar):	7.1	cm
Top Cover (from centroid of bar):	7.1	cm
Web Cover (from centroid of bar):	4.0	cm

ULTIMATE LIMIT STATE - DESIGN INTERNAL FORCES ASSIGNED FOR EACH COMBINATION

N	Design axial force [kN] applied in the concrete centroidal point (+ if compressive)
Mx	Design moment force [kNm] around the x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section
VY	Design shear [kN] in a direction parallel to the axis Y
T	Design torsional Moment [kN m]

Comb.N.	N	Mx	Vy	MT
1	37.60	-43.39	0.00	0.00

CHECKS RESULTS

Checks of section OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars:	3.1 cm
Min edge distance between longitudinal bars:	6.0 cm

ULTIMATE LIMIT STATE - CHECKS FOR BENDING AND AXIAL FORCE

Check	Result of check										
N	Design axial force applied in the concrete centroid [kN] (+ if compressive)										
Mx	Design bending moment force [kNm] around x axis of reference										
N ult	Axial capacity [kN] of section (+ if compressive)										
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis of reference										
S.F.	Safety factor = vectorial ratio of (N ult, Mx ult) to (N, Mx). Check OK if such ratio is ≥ 1.0										
Yneutral	Ordinate Y [cm] of neutral axis in the reference system										
Mx sn.	Yielding bending moment [kNm]										
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 [(5.10)EC2]										
As Tension	Area bars in tension zone [cm ²] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2]										

	Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.	Yneutral	Mx sn.	x/d	D	As Tension
1	OK	37.60	-43.39	68.08	-78.57	1.811	5.7	66.63	---	---	---

ULTIMATE LIMIT STATE - STRAINS AT ULTIMATE STATE

ec max	Ultimate compressive strain in concrete
ec*	Strain in the concrete fiber at $ec/2$ of depth (if $ec^* > 0$ then the section is all compressed)
Yc max	Ordinate in [cm] of the fiber corresponding to ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive)
Ys max	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es max
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive)
Ys min	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es min

Comb.N.	ec max	ec *	Yc max	es max	Ys max	es min	Ys min
1	0.00350	-0.00229	0.0	-0.00086	7.1	-0.00564	14.9

Verifica a taglio

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
$h = 220$ mm	altezza	$\gamma_s = 1.15$	coeff. sicurezza
$c = 71$ mm	copriferro	$f_{yd} = 391.3$ MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 30$ MPa	resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:	
$\gamma_c = 1.50$	coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 5 \text{ } \emptyset 18$	$= 12.72 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0 \text{ } \emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 149$ mm	altezza utile	$A_{sl,3} = 0 \text{ } \emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 17.00$ MPa	resist. di calcolo		12.72 cm^2

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

$N_{ed} = 0.0$ kN $V_{ed} = 86.0$ kN

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2$ $k = 2.000$ < 2

$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ $v_{min} = 0.542$

$\rho_l = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02$ $\rho_l = 0.009$ < 0.02

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

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

$V_{Rd} = 105.4$ kN; (con $(v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 80.8$ kN)

$V_{Rd} = 105.4$ kN valore di calcolo

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

6.4.2.4.2 Stato Limite di Esercizio

Sollecitazioni massimi in nodo:

SLE Rara e SLD

Valore di progetto del momento flettente agente $M_{Ed} = 29.78$ kNm

SLE Frequente

Valore di progetto del momento flettente agente $M_{Ed} = 25.54$ kNm

SLE Quasi permanente

Valore di progetto del momento flettente agente $M_{Ed} = 12.82$ kNm

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

N Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)
Mx Moment force [kNm] around x axis
with positive direction if such as to compress the upper edge of the section

Comb.N.	N	Mx
1	47.50	29.78

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

N	Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)	
Mx	Moment force [kNm] around x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section	
Comb.N.	N	Mx
1	84.00	25.54

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

N	Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)	
Mx	Moment force [kNm] around x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section	
Comb.N.	N	Mx
1	50.07	12.82

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Check	Result of Check										
Sc max	Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]										
Yc max	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc max (reference X,Y,O)										
Sc min	Min compression stress (+) in concrete [Mpa]										
Yc min	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc min (reference X,Y,O)										
Ss min	Min tension stress (-) of steel bars [Mpa]										
Ys min	y-coordinate [cm] of centroid bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)										
hc eff.	Concrete depth [cm] in concrete tension area surrounding tension steel bars										
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)										
D bars	Mean spacing [cm] of bonded reinforcement [eq.(7.11) §7.3.4(3)EC2] (D bars = 0 indicates spacing > 5(c+O/2) and eq.(7.14) is pertinent)										
Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	7.91	22.0	0.00	15.5	-153.6	14.9	5.2	517	12.7	21.5

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Check	Result of check									
e1	Greater concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section									
e2	Lesser concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section									
k1	= 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]									
kt	= 0.6 for charact. and frequent SLS; = 0.4 for quasi-perm. SLS (Factor dependent on the duration of the load [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) EC2 according to national annex									
k4	= 0.425 Coeff. in eq. (7.11) EC2 according to national annex									
Φ c	Equivalent bar diameter [mm] cover [cm] to the tensile reinforcement [see eq.(7.11)(7.12) EC2]									
r eff	Geometrical ratio As eff/Ac eff [eq.(7.10) EC2]									
e sm - e cm	Difference between the mean strain of tensile steel and concrete under the relevant combination [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									
M crack	First cracking bending moment [kNm]									
Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Φ c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00142	0	0.500	18 6.2	0.0250.000461	(0.00046)	335	0.154	26.29

SLS FREQUENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	6.62	22.0	0.00	15.0	-113.3	14.9	5.0	501	12.7	21.5

SLS FREQUENT COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Φc	r effe sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00107	0	0.500	18 6.2	0.0250.000340 (0.00034)	331	0.113 (0.30)	27.95

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

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	3.29	22.0	0.00	14.8	-53.5	14.9	4.9	495	12.7	21.5

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

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Φc	r effe sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00051	0	0.500	18 6.2	0.0260.000161 (0.00016)	330	0.053 (0.20)	28.61

SLS - MINIMUM REINFORCEMENT AREAS FOR CRACK CONTROL (§ 7.3.2 EC2)

N.Comb.SLS combination number

Comb.Type	Region	k	kc	Ac eff	Ned	Sc	k1	Frc	As reg	As min
Frequent or Quasi-Permanent	Part of concrete section under consideration (Web/Flange)									
k	Coeff. wich take account of self-equilibrating stresses [see eq.(7.1) EC2]									
kc	Coeff. wich take account of stress distribution at cracking[see eq.(7.1) EC2]									
Ac eff	Area of concrete within tensile zone of the region under consideration just before cracking [(7.1)]									
Ned	SLS axial force (+ if compressive) acting on the region under consideration [kN]									
Sc	=Ned/Ac mean stress in the region of area Ac (web or rectangular section) [eq.(7.1)]									
Frc	Absolute value of the tensile force [kN] within the flange at cracking due to the cracking moment [eq.(7.3)]									
k1	Coeff. considering the effect of axial forces on the stress (web or rectangular section) [eq.(7.2)]									
As reg	Area [cm ²] of reinforcing steel within the tensile zone of region under consideration									
As min	Minimum Area [cm ²] of reinforcing steel within the tensile zone of region under consideration required by eq. (7.1)									

Comb.N.	Comb.Type	Region	k	kc	Ac eff	Ned	Sc	k1	Frc	As reg	As min
1	Frequent	Web	1.00	0.37	1000	---	---	---	-141.80	12.7	2.4
1	Quasi-perm.	Web	1.00	0.36	950	---	---	---	-138.59	12.7	2.2

6.4.2.5 Sezione S5 - Piedritto – mezzeria

6.4.2.5.1 Stato Limite Ultimo

Sollecitazioni massimi in mezzeria:

Valore di progetto del sforzo assiale $N_{Ed} = - 46.00 \text{ kNm}$

Valore di progetto del momento flettente agente $M_{Ed} = 15.00 \text{ kNm}$

Le verifiche sono fate con il software RC-SEC, con la verifica tagliante stata condotta non considerando armatura a taglio.

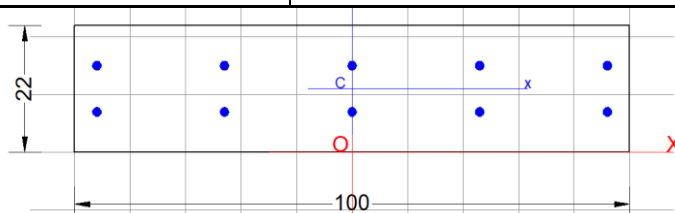
Sezione di calcolo 1.00x0.22

Armatura superiore 5 Ø 18

Armatura inferiore 5 Ø 18

Copriferro superiore/inferiore 5.0 cm

(netto)



GENERAL DATA OF PREDEFINED RC CROSS-SECTION

Section Name: Piedritti_Campata.secEC

Section description:	
Reference code:	EN 1992-1-1 [EC2] Italian Annex
Exposure Class:	XA1 - Chemical attack (slight aggressive)
Structural member of belonging:	Beam (or slab) without stirrup [§6.2.1(4) EC2]
Section type:	Predefined section
Cross-section shape:	Rectangular
Stress path:	Constant ratio M/N to achieve bending ULS
Reference of assigned forces:	Principal axes x,y of inertia

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C30/37
	Design compressive strength fcd:	17.0 MPa
	Strain at max strength ec2:	0.0020
	Ultimate strain ecu:	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rectangle
	Mean elastic modulus Ecm:	32836.6 MPa
	Mean tensile strength fctm:	2.9 MPa
	Es/Ec in SLS combination:	15.00
	Stress limit Characteristic SLS:	18.0 MPa
	Stress limit Frequent SLS:	18.0 MPa
	wk lim =limit crack width Frequent SLS:	0.300 mm
	Coeff. k3:	3.4000 § 7.3.4(3) EC2
	Coeff. k4:	0.4250 § 7.3.4(3) EC2
	Stress limit Quasi-Permanent SLS:	13.5 MPa
	wk lim =limit crack-width Quasi-Permanent SLS:	0.200 mm
STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C
	Characteristic yield stress fyk:	450.0 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

GEOMETRIC AND REINFORCEMENT DATA

Width:	100.0	cm
Depth:	22.0	cm
Bottom bars:	5Ø18	(12.7 cm ²)
Top bars:	5Ø18	(12.7 cm ²)
Low Cover (from centroid of bar):	7.1	cm
Top Cover (from centroid of bar):	7.1	cm
Web Cover (from centroid of bar):	4.0	cm

ULTIMATE LIMIT STATE - DESIGN INTERNAL FORCES ASSIGNED FOR EACH COMBINATION

N Design axial force [kN] applied in the concrete centroidal point (+ if compressive)
Mx Design moment force [kNm] around the x axis
with positive direction if such as to compress the upper edge of the section
Vy Design shear [kN] in a direction parallel to the axis Y
T Design torsional Moment [kN m]

Comb.N.	N	Mx	Vy	MT
1	46.00	15.00	0.00	0.00

CHECKS RESULTS

Checks of section OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars: 3.1 cm
Min edge distance between longitudinal bars: 6.0 cm

ULTIMATE LIMIT STATE - CHECKS FOR BENDING AND AXIAL FORCE

Check	Result of check										
N	Design axial force applied in the concrete centroid [kN] (+ if compressive)										
Mx	Design bending moment force [kNm] around x axis of reference										
N ult	Axial capacity [kN] of section (+ if compressive)										
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis of reference										
S.F.	Safety factor = vectorial ratio of (N ult, Mx ult) to (N, Mx). Check OK if such ratio is >=1.0										
Yneutral	Ordinate Y [cm] of neutral axis in the reference system										
Mx sn.	Yielding bending moment [kNm]										
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 [(5.10)EC2]										
As Tension	Area bars in tension zone [cm ²] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2]										
As Tension	Area bars in tension zone [cm ²] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2]										
Comb.N.	Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.	Y neutral	Mx sn.	x/d	D	As Tension
1	OK	46.00	15.00	270.93	88.35	5.890	15.6	67.58	---	---	---

ULTIMATE LIMIT STATE - STRAINS AT ULTIMATE STATE

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)
Yc max Ordinate in [cm] of the fiber corresponding to ec max
es max Max strain in steel bars (+ if compressive)
Ys max Ordinate [cm] of the bar corresponding to es max
es min Min strain in steel bars (+ if compressive)
Ys min Ordinate [cm] of the bar corresponding to es min

Comb.N.	ec max	ec *	Yc max	es max	Ys max	es min	Ys min
1	0.00350	-0.00170	22.0	-0.00041	14.9	-0.00471	7.1

6.4.2.5.2 Stato Limite di esercizio

Sollecitazioni massimi in mezzeria:

SLE Rara e SLD

Valore di progetto del momento flettente agente MEd = 11.00 kNm

SLE Frequente

Valore di progetto del momento flettente agente MEd = 9.00 kNm

SLE Quasi permanente

Valore di progetto del momento flettente agente MEd = 5.00 kNm

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

N	Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)	
Mx	Moment force [kNm] around x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section	
Comb.N.	N	Mx
1	62.00	11.00

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

N	Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)	
Mx	Moment force [kNm] around x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section	
Comb.N.	N	Mx
1	98.00	9.00

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

N	Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)	
Mx	Moment force [kNm] around x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section	
Comb.N.	N	Mx
1	66.00	5.00

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Check/Result of Check

Sc max	Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]
Yc max	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
Sc min	Min compression stress (+) in concrete [Mpa]
Yc min	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc min (reference X,Y,O)
Ss min	Min tension stress (-) of steel bars [Mpa]
Ys min	y-coordinate [cm] of centroid bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
hc eff.	Concrete depth [cm] in concrete tension area surrounding tension steel bars
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)
D bars	Mean spacing [cm] of bonded reinforcement [eq.(7.11) §7.3.4(3)EC2] (D bars = 0 indicates spacing > 5(c+O/2) and eq.(7.14) is pertinent)

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	2.74	22.0	0.00	14.3	-38.1	14.9	4.8	475	12.7	21.5

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Check	Result of check
e1	Greater concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
e2	Lesser concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
k1	= 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]
kt	= 0.6 for charact. and frequent SLS; = 0.4 for quasi-perm. SLS (Factor dependent on the duration of the load [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) EC2 according to national annex
k4	= 0.425 Coeff. in eq. (7.11) EC2 according to national annex
Ø c	Equivalent bar diameter [mm] cover [cm] to the tensile reinforcement [see eq.(7.11)(7.12) EC2]
r eff	Geometrical ratio As eff/Ac eff [eq.(7.10) EC2]
e sm - e cm	Difference between the mean strain of tensile steel and concrete under the relevant combination [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
M crack	First cracking bending moment [kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00038	0	0.500	18 6.2	0.027	0.000114 (0.00011)	325	0.037	30.64

SLS FREQUENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	2.02	22.0	0.00	11.7	-13.7	14.9	3.9	392	12.7	21.5

SLS FREQUENT COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø c	r eff e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00017	0	0.500	18 6.2	0.032 0.000041 (0.00004)	305	0.013 (0.30)	39.05

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

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	1.07	22.0	0.00	10.2	-4.2	14.9	3.4	340	12.7	21.5

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

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø c	r eff e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00007	0	0.500	18 6.2	0.037 0.000013 (0.00001)	293	0.004 (0.20)	44.41

SLS - MINIMUM REINFORCEMENT AREAS FOR CRACK CONTROL (§ 7.3.2 EC2)

N.Comb.	SLS combination number
Comb.Type	Frequent or Quasi-Permanent
Region	Part of concrete section under consideration (Web/Flange)
k	Coeff. wich take account of self-equilibrating stresses [see eq.(7.1) EC2]
kc	Coeff. wich take account of stress distribution at cracking[see eq.(7.1) EC2]
Ac eff	Area of concrete within tensile zone of the region under consideration just before cracking [(7.1)]
Ned	SLS axial force (+ if compressive) acting on the region under consideration [kN]
Sc	=Ned/Ac mean stress in the region of area Ac (web or rectangular section) [eq.(7.1)]
Fcr	Absolute value of the tensile force [kN] within the flange at cracking due to the cracking moment [eq.(7.3)]
k1	Coeff. considering the effect of axial forces on the stress (web or rectangular section) [eq.(7.2)]
As reg	Area [cm ²] of reinforcing steel within the tensile zone of region under consideration
As min	Minimum Area [cm ²] of reinforcing steel within the tensile zone of region under consideration required by eq. (7.1)

Comb.N.	Comb.Type	Region	k	kc	Ac eff	Ned	Sc	k1	Frc	As reg	As min
1	Frequent	Web	1.00	0.25	700	---	---	---	-101.56	12.7	1.1
1	Quasi-perm.	Web	1.00	0.19	600	---	---	---	-89.24	12.7	0.7

6.4.2.6 Sezione S6 - Soletta inferiore – nodo con piedritto

6.4.2.6.1 Stato Limite Ultimo

NOTA: Le forze normali sono trascurati a favore di sicurezza.

Sollecitazioni massimi in nodo:

Valore di progetto del momento flettente agente $M_{Ed} = 46.65 \text{ kNm}$

Valore di progetto del taglio agente $V_{Ed} = 140.30 \text{ kN}$

Le verifiche sono fate con il software RC-SEC, con la verifica tagliente stata condotta non considerando armatura a taglio.

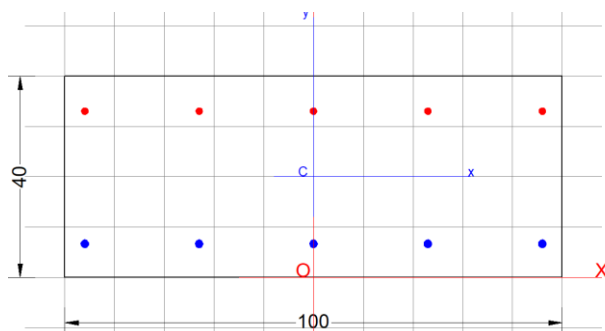
Sezione di calcolo 1.00x0.40

Armatura superiore 5 Ø 18

Armatura inferiore 5 Ø 16

Copriferro superiore/inferiore 5.0 cm

(netto)



GENERAL DATA OF PREDEFINED RC CROSS-SECTION

Section Name: Solleta di fondazione_Nodo.secEC

Section description:	
Reference code:	EN 1992-1-1 [EC2] Italian Annex
Exposure Class:	XA1 - Chemical attack (slight aggressive)
Structural member of belonging:	Beam (or slab) without stirrup [§6.2.1(4) EC2]
Section type:	Predefined section
Cross-section shape:	Rectangular
Stress path:	Constant ratio M/N to achieve bending ULS
Reference of assigned forces:	Principal axes x,y of inertia

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C30/37
	Design compressive strength fcd:	17.0 MPa
	Strain at max strength ec2:	0.0020
	Ultimate strain ecu:	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rectangle
	Mean elastic modulus Ecm:	32836.6 MPa
	Mean tensile strength fctm:	2.9 MPa
	Es/Ec in SLS combination:	15.00
	Stress limit Characteristic SLS:	18.0 MPa
	Stress limit Frequent SLS:	18.0 MPa
	wk lim =limit crack width Frequent SLS:	0.300 mm
	Coeff. k3:	3.4000 § 7.3.4(3) EC2
	Coeff. k4:	0.4250 § 7.3.4(3) EC2
	Stress limit Quasi-Permanent SLS:	13.5 MPa
wk lim =limit crack-width Quasi-Permanent SLS:	0.200 mm	
STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C
	Characteristic yield stress fyk:	450.0 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

GEOMETRIC AND REINFORCEMENT DATA

Width:	100.0	cm
Depth:	40.0	cm
Bottom bars:	5Ø16	(10.1 cm ²)
Top bars:	5Ø18	(12.7 cm ²)
Low Cover (from centroid of bar):	7.0	cm
Top Cover (from centroid of bar):	7.1	cm
Web Cover (from centroid of bar):	4.0	cm

ULTIMATE LIMIT STATE - DESIGN INTERNAL FORCES ASSIGNED FOR EACH COMBINATION

N	Design axial force [kN] applied in the concrete centroidal point (+ if compressive)			
Mx	Design moment force [kNm] around the x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section			
Vy	Design shear [kN] in a direction parallel to the axis Y			
T	Design torsional Moment [kN m]			
Comb.N.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	46.65	0.00	0.00
2	0.00	-28.00	0.00	0.00

CHECKS RESULTS

Checks of section OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars:	3.1	cm
Min edge distance between longitudinal bars:	21.2	cm

ULTIMATE LIMIT STATE - CHECKS FOR BENDING AND AXIAL FORCE

Check	Result of check
N	Design axial force applied in the concrete centroid [kN] (+ if compressive)
Mx	Design bending moment force [kNm] around x axis of reference
N ult	Axial capacity [kN] of section (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis of reference
S.F.	Safety factor = vectorial ratio of (N ult, Mx ult) to (N, Mx). Check OK if such ratio is >=1.0
Yneutral	Ordinate Y [cm] of neutral axis in the reference system
Mx sn.	Yielding bending moment [kNm]
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 [(5.10)EC2]
As Tension	Area bars in tension zone [cm ²] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2]]

As Tension Area bars in tension zone [cm²] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2]]

Comb.N.	Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.	Y neutral	Mx sn.	x/d	D	As Tension
1	OK	0.00	46.65	-0.14	137.20	2.941	34.8	67.58	---	---	---
2	OK	0.00	-28.00	-0.02	-163.83	5.851	5.3	142.27	---	---	---

ULTIMATE LIMIT STATE - STRAINS AT ULTIMATE STATE

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)
Yc max	Ordinate in [cm] of the fiber corresponding to ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive)
Ys max	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es max
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive)
Ys min	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es min

Comb.N.	ec max	ec *	Yc max	es max	Ys max	es min	Ys min
1	0.00350	-0.00801	40.0	-0.00127	32.9	-0.01866	7.0
2	0.00350	-0.00785	0.0	-0.00113	7.0	-0.01828	32.9

Verifica a taglio

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
$h = 400$ mm	altezza	$\gamma_s = 1.15$	coeff. sicurezza
$c = 71$ mm	copriferro	$f_{yd} = 391.3$ MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 30$ MPa	resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:	
$\gamma_c = 1.50$	coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 5 \text{ } \emptyset$	$16 = 10.05 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0 \text{ } \emptyset$	$0 = 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 329$ mm	altezza utile	$A_{sl,3} = 0 \text{ } \emptyset$	$0 = 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 17.00$ MPa	resist. di calcolo		10.05 cm^2

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

$N_{ed} = 0.0$ kN	$V_{ed} = 140.3$ kN
-------------------	---------------------

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$k = 1+(200/d)^{1/2} < 2$	$k = 1.780$	< 2
$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	$v_{min} = 0.455$	
$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02$	$\rho_1 = 0.003$	< 0.02
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd}$	$\sigma_{cp} = 0.00$ MPa	$< 0.2 f_{cd}$

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

$$V_{Rd} = 147.0 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 149.7 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 149.7 \text{ kN} \quad \text{assunto pari alla resistenza minima}$$

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Check	Result of check
e1	Greater concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
e2	Lesser concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
k1	= 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]
kt	= 0.6 for charact. and frequent SLS; = 0.4 for quasi-perm. SLS (Factor dependent on the duration of the load [see eq.(7.9) EC2])
k2	= 0.5 for bending; $= (e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ for eccentric tension [see eq.(7.13) EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq. (7.11) EC2 according to national annex
k4	= 0.425 Coeff. in eq. (7.11) EC2 according to national annex
$\emptyset c$	Equivalent bar diameter [mm] cover [cm] to the tensile reinforcement [see eq.(7.11)(7.12) EC2]
r eff	Geometrical ratio $A_s \text{ eff}/A_c \text{ eff}$ [eq.(7.10) EC2]
e sm - e cm	Difference between the mean strain of tensile steel and concrete under the relevant combination [eq.(7.8)] Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = $0.6 S_{max} / E_s$
sr max	Max final crack [mm] spacing
wk	Calculated value [mm] of crack width = $sr \max \cdot (e \text{ sm} - e \text{ cm})$ [eq.(7.8)]. Limit value of wk is shown between brackets
M crack	First cracking bending moment [kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	$\emptyset c$	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00069	0	0.500	16 6.2	0.010	0.000322 (0.00032)	496	0.160	85.03
2	OK	-0.00031	0	0.500	18 6.2	0.012	0.000144 (0.00014)	458	0.066	-86.02

SLS FREQUENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	2.08	40.0	0.00	31.7	-92.4	32.9	10.6	1055	10.1	21.5
2	OK	0.96	0.0	0.00	9.2	-37.2	7.0	10.3	1028	12.7	21.5

SLS FREQUENT COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	$\emptyset c$	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00059	0	0.500	16 6.2	0.010	0.000277 (0.00028)	496	0.138 (0.30)	85.03
2	OK	-0.00024	0	0.500	18 6.2	0.012	0.000112 (0.00011)	458	0.051 (0.30)	-86.02

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

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	1.07	40.0	0.00	31.7	-47.2	32.9	10.6	1055	10.1	21.5
2	OK	0.19	0.0	0.00	11.7	-6.8	7.0	10.2	1021	12.7	21.5

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

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	$\emptyset c$	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00030	0	0.500	16 6.2	0.010	0.000142 (0.00014)	496	0.070 (0.20)	85.03
2	OK	-0.00004	0	0.500	18 6.2	0.012	0.000020 (0.00002)	456	0.009 (0.20)	-86.02

SLS - MINIMUM REINFORCEMENT AREAS FOR CRACK CONTROL (§ 7.3.2 EC2)

N.Comb.SLS combination number

Comb.Type	Frequent or Quasi-Permanent
Region	Part of concrete section under consideration (Web/Flange)
k	Coeff. wich take account of self-equilibrating stresses [see eq.(7.1) EC2]
kc	Coeff. wich take account of stress distribution at cracking[see eq.(7.1) EC2]
Ac eff	Area of concrete within tensile zone of the region under consideration just before cracking [(7.1)]
Ned	SLS axial force (+ if compressive) acting on the region under consideration [kN]
Sc	=Ned/Ac mean stress in the region of area Ac (web or rectangular section) [eq.(7.1)]
Fcr	Absolute value of the tensile force [kN] within the flange at cracking due to the cracking moment [eq.(7.3)]
k1	Coeff. considering the effect of axial forces on the stress (web or rectangular section) [eq.(7.2)]
As reg	Area [cm ²] of reinforcing steel within the tensile zone of region under consideration
As min	Minimum Area [cm ²] of reinforcing steel within the tensile zone of region under consideration required by eq. (7.1)

Comb.N.	Comb.Type	Region	k	kc	Ac eff	Ned	Sc	k1	Frc	As reg	As min
1	Frequent	Web	0.72	0.40	2000	---	---	---	-291.31	10.1	3.7
2	Frequent	Web	0.72	0.40	2000	---	---	---	-287.96	12.7	3.7
1	Quasi-perm.	Web	0.72	0.40	2000	---	---	---	-291.31	10.1	3.7
2	Quasi-perm.	Web	0.72	0.40	2000	---	---	---	-287.96	12.7	3.7

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO					
	RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO					
OPERE IDRAULICHE DI ATTRAVERSAMENTO RELAZIONE DI CALCOLO 3/3	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLID0000003	REV. A	FOGLIO 149 di 229

6.4.2.7 Sezione S7 - Soletta inferiore - mezzeria

6.4.2.7.1 Stato Limite Ultimo

NOTA: Le forze normali sono trascurati a favore di sicurezza.

Sollecitazioni massimi in mezzeria:

Valore di progetto del momento flettente agente $M_{Ed} = -39.86 \text{ kNm}$

Valore di progetto del taglio agente $V_{Ed} = 105.00 \text{ kN}$

Le verifiche sono fate con il software RC-SEC, con la verifica tagliente stata condotta non considerando armatura a taglio.

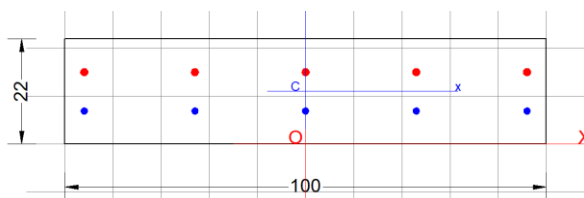
Sezione di calcolo **1.00x0.22**

Armatura superiore **5 Ø 18**

Armatura inferiore **5 Ø 16**

Copriferro superiore/inferiore **5.0 cm**

(netto)



GENERAL DATA OF PREDEFINED RC CROSS-SECTION

Section Name: Solleta di fondazione_Campata.secEC

Section description:

Reference code: EN 1992-1-1 [EC2] Italian Annex
 Exposure Class: XA1 - Chemical attack (slight aggressive)
 Structural member of belonging: Beam (or slab) without stirrup [§6.2.1(4) EC2]
 Section type: Predefined section
 Cross-section shape: Rectangular
 Stress path: Constant ratio M/N to achieve bending ULS
 Reference of assigned forces: Principal axes x,y of inertia

MATERIALS DATA

CONCRETE - Class: C30/37
 Design compressive strength fcd: 17.0 MPa
 Strain at max strength ec2: 0.0020
 Ultimate strain ecu: 0.0035
 Compression diagram stress-strain: Parabola-Rectangle

Mean elastic modulus Ecm:	32836.6	MPa
Mean tensile strength fctm:	2.9	MPa
Es/Ec in SLS combination:	15.00	
Stress limit Characteristic SLS:	18.0	MPa
Stress limit Frequent SLS:	18.0	MPa
wk lim =limit crack width Frequent SLS:	0.300	mm
Coeff. k3:	3.4000	§ 7.3.4(3) EC2
Coeff. k4:	0.4250	§ 7.3.4(3) EC2
Stress limit Quasi-Permanent SLS:	13.5	MPa
wk lim =limit crack-width Quasi-Permanent SLS:	0.200	mm

STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C
	Characteristic yield stress fyk:	450.0 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

GEOMETRIC AND REINFORCEMENT DATA

Width:	100.0	cm
Depth:	22.0	cm
Bottom bars:	5Ø16	(10.1 cm ²)
Top bars:	5Ø18	(12.7 cm ²)
Low Cover (from centroid of bar):	7.0	cm
Top Cover (from centroid of bar):	7.1	cm
Web Cover (from centroid of bar):	4.0	cm

ULTIMATE LIMIT STATE - DESIGN INTERNAL FORCES ASSIGNED FOR EACH COMBINATION

N	Design axial force [kN] applied in the concrete centroidal point (+ if compressive)			
Mx	Design moment force [kNm] around the x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section			
Vy	Design shear [kN] in a direction parallel to the axis Y			
T	Design torsional Moment [kN m]			
Comb.N.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	-39.86	0.00	0.00

CHECKS RESULTS

Checks of section OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars:	3.1	cm
Min edge distance between longitudinal bars:	6.2	cm

ULTIMATE LIMIT STATE - CHECKS FOR BENDING AND AXIAL FORCE

Check	Result of check
N	Design axial force applied in the concrete centroid [kN] (+ if compressive)
Mx	Design bending moment force [kNm] around x axis of reference
N ult	Axial capacity [kN] of section (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis of reference
S.F.	Safety factor = vectorial ratio of (N ult, Mx ult) to (N, Mx). Check OK if such ratio is >=1.0
Yneutral	Ordinate Y [cm] of neutral axis in the reference system

OPERE IDRAULICHE DI ATTRAVERSAMENTO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLID0000003	A	151 di 229

RELAZIONE DI CALCOLO 3/3

Mx sn. Yielding bending moment [kNm]
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 [(5.10)EC2]
As Tension Area bars in tension zone [cm²] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2]

As Tension Area bars in tension zone [cm²] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2]

Comb.N.	Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.	Y neutral	Mx sn.	x/d	D	As Tension
1	OK	0.00	-39.86	0.27	-74.23	1.862	5.3	67.58	---	---	---

ULTIMATE LIMIT STATE - STRAINS AT ULTIMATE STATE

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)
Yc max Ordinate in [cm] of the fiber corresponding to ec max
es max Max strain in steel bars (+ if compressive)
Ys max Ordinate [cm] of the bar corresponding to es max
es min Min strain in steel bars (+ if compressive)
Ys min Ordinate [cm] of the bar corresponding to es min

Comb.N.	ec max	ec *	Yc max	es max	Ys max	es min	Ys min
1	0.00350	-0.00274	0.0	-0.00113	7.0	-0.00636	14.9

Verifica a taglio

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 = 220 mm	altezza	γ _s = 1.15	coeff. sicurezza
c = 70 mm	copriferro	f _{yd} = 391.3 MPa	resist. di calcolo
f _{ck} = 30 MPa	resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:	
γ _c = 1.50	coeff. sicurezza	A _{sl,1} = 5 Ø	16 = 10.05 cm ²
α _{cc} = 0.85	coeff. riduttivo	A _{sl,2} = 0 Ø	0 = 0.00 cm ²
d = 150 mm	altezza utile	A _{sl,3} = 0 Ø	0 = 0.00 cm ²
f _{cd} = 17.00 MPa	resist. di calcolo		10.05 cm ²

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

N_{ed} = 0.0 kN V_{ed} = 95.0 kN

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

k = 1+(200/d) ^{1/2} < 2	k = 2.000	< 2
v _{min} = 0,035 k ^{3/2} f _{ck} ^{1/2}	v _{min} = 0.542	
ρ _l = A _{sl} /(b _w ×d) < 0.02	ρ _l = 0.007	< 0.02
σ _{cp} = N _{Ed} /A _c < 0.2f _{cd}	σ _{cp} = 0.00	< 0.2
		MPa f _{cd}

V_{Rd} = (0,18×k×(100×ρ_l×f_{ck})^{1/3}/g_c+0,15×σ_{cp})×b_w×d > (v_{min}+0,15×σ_{cp})×b_w×d

V_{Rd} = 97.9 kN; (con (v_{min}+0,15×σ_{cp})×b_w×d = 81.3 kN)

V_{Rd} = 97.9 kN valore di calcolo

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Check	Result of check
e1	Greater concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
e2	Lesser concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
k1	= 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]
kt	= 0.6 for charact. and frequent SLS; = 0.4 for quasi-perm. SLS (Factor dependent on the duration of the load [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) EC2 according to national annex
k4	= 0.425 Coeff. in eq. (7.11) EC2 according to national annex
Ø c	Equivalent bar diameter [mm] cover [cm] to the tensile reinforcement [see eq.(7.11)(7.12) EC2]
r eff	Geometrical ratio $A_s \text{ eff} / A_c \text{ eff}$ [eq.(7.10) EC2]
e sm - e cm	Difference between the mean strain of tensile steel and concrete under the relevant combination [eq.(7.8)] Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = 0.6 S_{max} / E_s
sr max	Max final crack [mm] spacing
wk	Calculated value [mm] of crack width = $sr \text{ max} * (e \text{ sm} - e \text{ cm})$ [eq.(7.8)]. Limit value of wk is shown between brackets
M crack	First cracking bending moment [kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00144	0	0.500	18 6.2	0.024	0.000479 (0.00048)	339	0.162	-24.89

SLS FREQUENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	6.08	0.0	0.00	6.1	-133.4	7.0	5.3	532	12.7	21.5

SLS FREQUENT COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00120	0	0.500	18 6.2	0.024	0.000400 (0.00040)	339	0.136 (0.30)	-24.89

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

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	2.46	0.0	0.00	6.1	-53.7	7.0	5.3	532	12.7	21.5

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

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00048	0	0.500	18 6.2	0.024	0.000161 (0.00016)	339	0.055 (0.20)	-24.89

SLS - MINIMUM REINFORCEMENT AREAS FOR CRACK CONTROL [§ 7.3.2 EC2]

N.Comb.SLS combination number

Comb.Type	Frequent or Quasi-Permanent
Region	Part of concrete section under consideration (Web/Flange)
k	Coeff. wich take account of self-equilibrating stresses [see eq.(7.1) EC2]
kc	Coeff. wich take account of stress distribution at cracking[see eq.(7.1) EC2]
Ac eff	Area of concrete within tensile zone of the region under consideration just before cracking [(7.1)]
Ned	SLS axial force (+ if compressive) acting on the region under consideration [kN]
Sc	=Ned/Ac mean stress in the region of area Ac (web or rectangular section) [eq.(7.1)]
Fcr	Absolute value of the tensile force [kN] within the flange at cracking due to the cracking moment [eq.(7.3)]
k1	Coeff. considering the effect of axial forces on the stress (web or rectangular section) [eq.(7.2)]
As reg	Area [cm ²] of reinforcing steel within the tensile zone of region under consideration
As min	Minimum Area [cm ²] of reinforcing steel within the tensile zone of region under consideration required by eq. (7.1)

Comb.N.	Comb.Type	Region	k	kc	Ac eff	Ned	Sc	k1	Frc	As reg	As min
1	Frequent	Web	1.00	0.40	1100	---	---	---	-158.50	12.7	2.8
1	Quasi-perm.	Web	1.00	0.40	1100	---	---	---	-158.50	12.7	2.8

6.4.2.8 Riepilogo verifiche a fessurazione

Verifiche a fessurazione - Comb. Rara.

Condizioni ambientali aggressive

Limite ap. fessure = $w_1 = 0.2 \text{ mm}$

	Arm. tesa		Arm. comp.		M [kNm/m]	wk [mm]
	1° strato	2° strato	1° strato	2° strato		
S2 - Soletta superiore - Mezzeria	5 Ø18	-	5 Ø14	-	25.50	0.146
S1 - Soletta superiore - Nodo	5 Ø18	-	5 Ø14	-	23.12	0.178
S3,S4 - Piedritto - Nodo	5 Ø18	-	5 Ø18	-	29.78	0.154
S5 - Piedritto - Mezzeria	5 Ø18	-	5 Ø18	-	11.00	0.037
S6 - Soletta inferiore - Nodo	5 Ø18	-	5 Ø16	-	32.33	0.160
S7 - Soletta inferiore - Mezzeria	5 Ø18	-	5 Ø16	-	-27.02	0.162

6.5 Incidenza armatura

La struttura scatolare presenta un' incidenza per gli elementi strutturali come segue:

- Soletta di copertura Nodo = 105 kg/m³;
- Soletta di copertura Mezzeria = 155 kg/m³;
- Piedritti Nodo = 175 kg/m³;
- Piedritti Mezzeria = 175 kg/m³;
- Soletta di fondazione Nodo = 100 kg/m³
- Soletta di fondazione Mezzeria = 160 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 stata considerata un'armatura longitudinale diffusa $\phi 12/10$ ed un incremento del 15% per tener conto della presenza di legature, spille e sovrapposizioni. Si incrementa, anche, l'incidenza dell'armatura con 20kg/m³ per tener conto dei distanziatori.

Geometria scatolare

Piedritti Nodo 0.22m

H _{sez1}	0.22 m
B _{sez}	1 m
L _{sez1}	1 m
Vol. per m di muro	0.22 m ³

Piedritti Mezzeria 0.22m

H _{sez}	0.22 m
B _{sez}	1 m
L _{sez}	1 m
Vol. per m di muro	0.22 m ³

Soletta di copertura Nodo 0.40m

H _{sez}	0.4	m
B _{sez}	1	m
L _{sez}	1	m
Vol. per m di muro	0.4	m ³
Peso acciaio	7850	kg/m ³
Idennità di legature	0.15	

Soletta di copertura Mezzeria 0.22m

H _{sez}	0.22	m
B _{sez}	1	m
L _{sez}	1	m
Vol. per m di muro	0.22	m ³

Piedritti Nodo 0.22m (per m di tombino)

	φ mm	A m ²	n° barre -	peso kg/m
Lati interni, arm. verticale	18	0.000254	5	9.988
Lato esterni arm. verticale	18	0.000254	5	9.988
Lato interni, arm. orizzontale	12	0.000113	5	4.439
Lato esterni arm. Orizzontale	12	0.000113	5	4.439
Uncini	0	0	0	0.000
Incidenza paramento		170.83		kg/m³

Piedritti Mezzeria 0.22m (per m di tombino)

	φ mm	A m ²	n° barre -	peso kg/m
Lati interni, arm. verticale	18	0.000254	5	9.988
Lato esterni arm. verticale	18	0.000254	5	9.988
Lato interni, arm. orizzontale	12	0.000113	5	4.439
Lato esterni arm. Orizzontale	12	0.000113	5	4.439
Uncini	0	0	0	0.000
Incidenza Soletta di cop.		170.83		kg/m³

Soletta di copertura Nodo 0.40m (per m di tombino)

	φ mm	A m ²	n° barre -	peso kg/m
Armatura superiore, dir. Principale	14	0.000154	5	6.042
Armatura inferiore, dir. Principale	18	0.000254	5	9.988
Armatura superiore, dir. Secondaria	12	0.000113	5	4.439
Armatura inferiore, dir. Secondaria	12	0.000113	5	4.439
Uncini	12	0.000113	5	4.262
Incidenza Soletta di fond.		103.86		kg/m³

Soletta di copertura Mezzeria 0.22m (per m di tombino)

	ϕ mm	A m ²	n° barre -	peso kg/m	
Armatura superiore, dir. Principale		14	0.000154	5	6.042
Armatura inferiore, dir. Principale		18	0.000254	5	9.988
Armatura superiore, dir. Secondaria		12	0.000113	5	4.439
Armatura inferiore, dir. Secondaria		12	0.000113	5	4.439
Uncini		0	0	0	0.000
Incidenza Soletta di fond.		150.20	kg/m³		

Soletta di fondazione Nodo 0.40m

H _{sez1}	0.4	m
B _{sez}	1	m
L _{sez1}	1	m
Vol. per m di muro	0.4	m ³

Soletta di fondazione Nodo 0.40m

	ϕ mm	A m ²	n° barre -	peso kg/m	
Armatura superiore, dir. Principale		18	0.000254	5	9.988
Armatura inferiore, dir. Principale		16	0.000201	5	7.892
Armatura superiore, dir. Secondaria		12	0.000113	5	4.439
Armatura inferiore, dir. Secondaria		12	0.000113	5	4.439
Uncini		0	0	0	0.000
Incidenza paramento		96.93	kg/m³		

Soletta di fondazione Mezzeria 0.22m

H _{sez1}	0.22	m
B _{sez}	1	m
L _{sez1}	1	m
Vol. per m di muro	0.22	m ³

Soletta di fondazione Mezzeria 0.22m

	ϕ mm	A m ²	n° barre -	peso kg/m	
Armatura superiore, dir. Principale		18	0.000254	5	9.988
Armatura inferiore, dir. Principale		16	0.000201	5	7.892
Armatura superiore, dir. Secondaria		12	0.000113	5	4.439
Armatura inferiore, dir. Secondaria		12	0.000113	5	4.439
Uncini		0	0	0	0.000
Incidenza paramento		159.87	kg/m³		

INCIDENZA MEDIA: **150 kg/m³**

7 DESCRIZIONE DELL'OPERA – Ø150

Il tombino presenta dimensioni nette interne di 1.66x1.66m e sottopassa la linea ferroviaria in retto.

Lo spessore della soletta superiore è pari a 0.22m, quello dei piedritti è di 0.22m mentre per il solettone di fondo è pari a 0.22m.

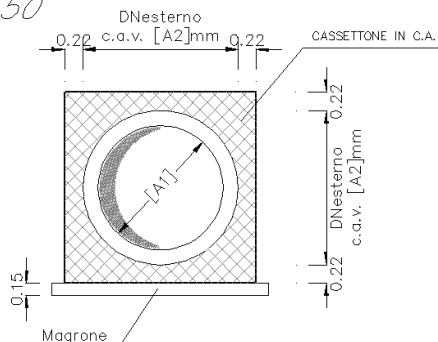
Il dimensionamento è il risultato dello studio effettuato su una struttura piana che descrive una striscia larga 1.00m.

Il ricoprimento, ovvero la distanza tra la quota del piano ferro e l'estradosso della soletta superiore, è pari a circa 1.09m.

Il manufatto è costituita da una struttura scatolare in conglomerato cementizio armato gettato in opera.

L'opera ricade in zona sismica, pertanto saranno applicate le azioni di rito previste dalla norma così come riportato nei capitoli successivi.

*SEZIONE TIPO G-G
scala 1:50*



Opera	[A1]	[A2]	[B]	LATO NORD	LATO SUD
IN51	1.50	1.72	0.60	-	Muro recinzione e BA (Tipo H2)
IN52	1.00	1.16	0.40	-	BA (Tipo H2)
IN53	1.00	1.16	0.40	-	Muro recinzione e BA (Tipo H3)
IN54	1.00	1.16	0.40	-	Muro recinzione e BA (Tipo H3)
IN55	1.00	1.16	0.40	-	BA (Tipo H3)
IN56	2x1.00	1.16	0.40	-	BA (Tipo H3)
IN57	1.00	1.16	0.40	-	BA (Tipo H3)
IN58	1.00	1.16	0.40	-	BA (Tipo H3)
IN59	1.00	1.16	0.40	-	-
IN60	1.00	1.16	0.40	-	BA (Tipo H3)
IN61	1.00	1.16	0.40	-	BA (Tipo H3)
IN62	1.00	1.16	0.40	-	BA (Tipo H3)
IN63	1.00	1.16	0.40	-	BA (Tipo H3)
IN64	1.00	1.16	0.40	-	-
IN65	1.00	1.16	0.40	Muro recinzione	-
IN66	1.20	1.40	0.50	Muro recinzione	-
IN67	1.20	1.40	0.50	Muro recinzione	-
IN68	1.00	1.16	0.40	Muro recinzione	-

Fig. 11 Sezione trasversale circolare in c.a dimensione Ø150

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	PROGETTO DEFINITIVO					
	RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO					
OPERE IDRAULICHE DI ATTRAVERSAMENTO RELAZIONE DI CALCOLO 3/3	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLID0000003	REV. A	FOGLIO 158 di 229

7.1 MODELLO DI CALCOLO

Come modello di calcolo (si vedano le figure successive) si è assunto lo schema statico di telaio chiuso analizzato attraverso un'analisi elastico-lineare attraverso il programma di calcolo agli elementi finiti SAP2000 v.21 (Computers and Structures®).

La mesh (si vedano le figure seguenti) è composta da 15 beam elements e da 15 nodi. Tale telaio viene descritto attraverso le linee d'asse delle singole membrature e pertanto, le aste del modello avranno lunghezza pari alla dimensione netta interna maggiorate della metà degli spessori delle aste adiacenti.

L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi statici.

Il suolo viene modellato facendo ricorso all'usuale artificio delle molle elastiche alla Winkler:

$$K_v = 10\,000 \text{ kN/m}^3$$

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

$$K_{\text{centrale}} = K_v * (L_p/2 + L_{\text{int}} + L_p/2) / 10$$

$$K_{\text{centrale}} = 10000 * (0.22/2 + 1.66 + 0.22/2) / 10$$

$$K_{\text{centrale}} = 1880 \text{ kN/m}$$

I valori delle molle di spigolo si ottengono con la seguente formulazione:

$$K_3 = K_1 = 2 * K_v * [(L_p/2 + L_{\text{int}} + L_p/2) / 10 / 2 + (L_p/2)]$$

$$K_3 = K_1 = 2 * 10000 * [(0.22/2 + 1.66 + 0.22/2) / 10 / 2 + (0.22/2)]$$

$$K_3 = K_1 = 4080$$

ed infine in valori delle molle nei nodi 5,6,12 e 13 come da letteratura si assumono:

$$K_8 = K_9 = K_{17} = K_{18} = 1.5 * K_{\text{centrale}}$$

$$K_8 = K_9 = K_{17} = K_{18} = 1.5 * 1880$$

$$K_8 = K_9 = K_{17} = K_{18} = 2820 \text{ kN/m}$$

Agli effetti delle caratteristiche geometriche delle varie aste si è quindi assunto:

-una sezione rettangolare $b \times h = 1.00 \times 0.22 \text{ m}$ per la soletta superiore

-una sezione rettangolare $b \times h = 1.00 \times 0.22 \text{ m}$ per la soletta di fondazione

-una sezione rettangolare $b \times h = 1.00 \times 0.22 \text{ m}$ per i piedritti

Per le aste del reticolo si è assunto:

$$E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3} = 33019 \text{ MPa ; modulo elastico del cls (} R_{ck} = 37 \text{N/mm}^2 \text{)}$$

Lo schema statico della struttura e la relativa numerazione dei nodi e delle aste sono riportati nelle figure 7, 8.

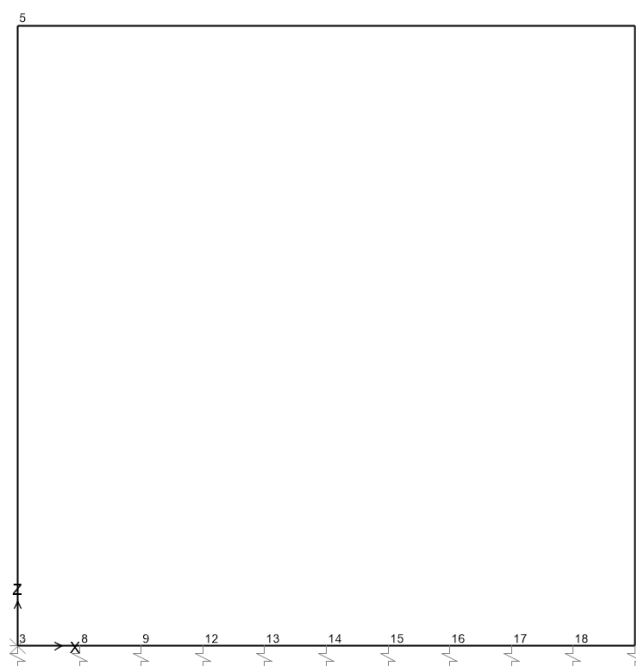


Fig. 12 – Numerazione nodi

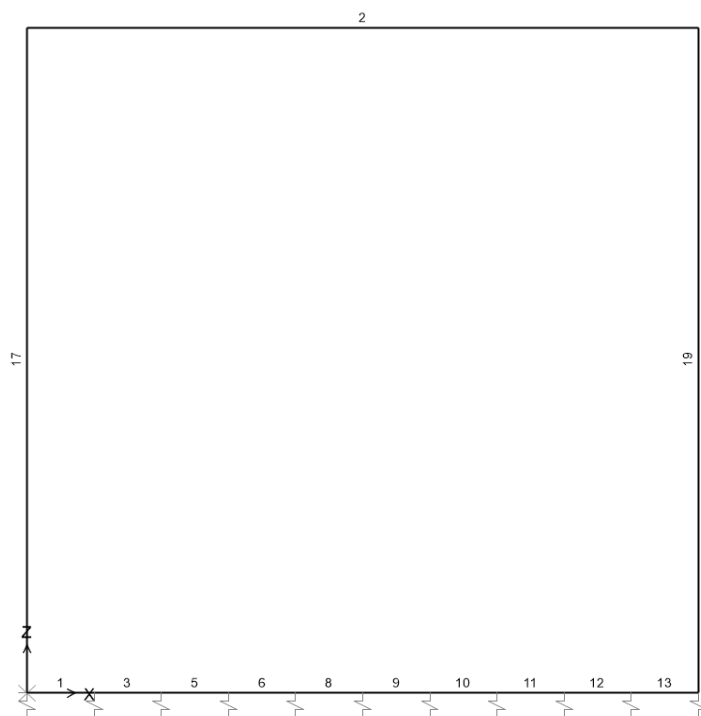


Fig. 13 – Numerazione aste

Il modello numerico è realizzato spezzando gli elementi frame dei piedritti e delle solette con dei nodi posti ad una distanza pari al semispessore delle solette per i piedritti e pari al semispessore dei piedritti per le due solette. Questo perché si andrà a leggere i valori del taglio e del momento in punti diversi del modello: il taglio nelle solette è infatti computato in corrispondenza delle facce interne dei piedritti al fine di considerare il reale spessore del nodo mentre il momento è computato in asse agli elementi convergenti, quindi in corrispondenza dei nodi tra gli elementi frame.

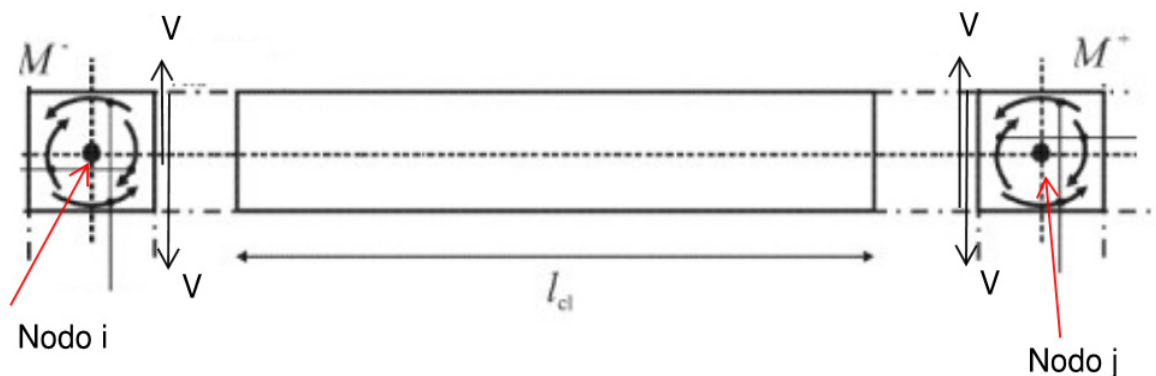


Fig. 14 - Rappresentazione dei punti di calcolo delle sollecitazioni

7.2 ANALISI DEI CARICHI

Si riportano di seguito le caratteristiche geometriche e di carico impiegate nel modello di calcolo.

Geometriche scatolare

Altezza (misura netta interna)	h	=	1.66
Larghezza (misura netta interna)	l	=	1.66
Lunghezza concio	L	=	1.00
Profondità della striscia di telaio	b	=	1.00
Spessore soletta inferiore	S _i	=	0.22
Spessore dei ritti	S _p	=	0.22
Spessore soletta superiore	S _s	=	0.22

Dati relativi al rilevato ferroviario

Ricoprimento (escluso il ballast)	sr	=	1.14
Peso per unità di volume ricop./ril.	γ	=	19.00
Spessore massetto pendenze	sm	=	0.05
Peso per unità di volume	γ	=	24.00
Peso ballast	γ	=	18.00
Spessore armamento(compresa traversina)	s	=	0.80
Larghezza della traversina	L _{tr}	=	2.40
Lunghezza traversina	L _{long}	=	0.25

7.2.1 *Peso proprio*

Il peso proprio è stato considerato ponendo il peso per unità di volume del calcestruzzo armato pari a $\gamma = 25.00\text{kN/m}^3$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO					
	RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO					
OPERE IDRAULICHE DI ATTRAVERSAMENTO RELAZIONE DI CALCOLO 3/3	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLID0000003	REV. A	FOGLIO 162 di 229

7.2.2 Sovraccarico permanente

Sul solettone superiore si considera uno spessore di ricoprimento (escluso il ballast) di 1.14m con $\gamma_{ric} = 19.00 \text{ kN/m}^3$ ed uno spessore del massetto delle pendenze $s_b = 0.05 \text{ m}$ con peso per unità di volume $\gamma_b = 24.00 \text{ kN/m}^3$

- Ballast e armamento: $0.80 \text{ m} \times 18.00 \text{ kN/m}^3 = 14.40 \text{ kN/m}^2$;
- Ricoprimento $1.14 \text{ m} \times 19.00 \text{ kN/m}^3 = 21.66 \text{ kN/m}^2$;
- Massetto delle pendenze $0.05 \text{ m} \times 24.00 \text{ kN/m}^3 = 1.20 \text{ kN/m}^2$;

7.2.3 Spinta del ballast + spinta del terreno

Sul solettone superiore si considera uno spessore di ballast compresa la traversina pari a $s_{ball, min} = 0.80 \text{ m}$ con peso di unità di volume $\gamma_{bal} = 18.00 \text{ kN/m}^3$.

La spinta del terreno viene considerata in regime di spinta a riposo con:

Terreno ai lati dello scatolare

peso per unità di volume	γ	19.00
angolo d'attrito	ϕ	35.00
k_0	k_0	0.4264

Le spinte del terreno di rinfianco vengono calcolate assumendo alternativamente uno scenario di spinta non equilibrata sui due piedritti con spinta a riposo sul piedritto sinistro e spinta a riposo ridotta a 0.60 sul piedritto destro. In aggiunta, si considera anche la condizione di carico con spinte equilibrate su entrambi i piedritti. La spinta in condizioni di esercizio viene calcolata con il coefficiente di spinta a riposo k_0 .

$$\sigma = \gamma z K_0 + p_v K_0$$

$$S = 1/2 \gamma H^2 K_0 + p_v K_0 H$$

Spinta del terreno (Condizioni *SPTSX* e *SPTDX*)

- $K_0 = 1 - \tan(\phi) = 1 - \tan(35) = 0.4264$
- Pressione in corrispondenza della quota di estradosso della soletta superiore:
 $P_1 = 0.4264 * (0.80 * 18.00 + 1.14 * 19 + 0.05 * 24) = 15.87 \text{ kN/m}^2$
- Pressione in asse alla soletta superiore:
 $P_2 = P_1 + 0.4264 * (0.22/2 * 19.00) = 16.77 \text{ kN/m}^2$
- Pressione in asse alla soletta inferiore:
 $P_3 = P_2 + 0.4264 * 19.00 * (0.22/2 + 1.66 + 0.22/2) = 32.01 \text{ kN/m}^2$
- Pressione in corrispondenza della quota di estradosso della soletta inferiore:
 $P_4 = P_3 + 0.4264 * 0.22/2 * 19.00 = 32.91 \text{ kN/m}^2$

- Spinta sul semispessore della soletta superiore:
 $F_1=(P_1+P_2)*(0.22/2)/2= 1.80 \text{ kN/m}$
- Spinta sul semispessore della soletta inferiore:
 $F_2=(P_3+P_4)*(0.22/2)/2= 3.57 \text{ kN/m}$

Sui piedritti è stato applicato un carico concentrato simulante la spinta sul semi-spessore della soletta superiore ed inferiore, pari a:

$$F_1=(P_1+P_2) \times sp/2 = 1.80 \text{ kN/m}$$

$$F_2=(P_3+P_4) \times sp/2 = 3.57 \text{ kN/m}$$

7.2.4 Spinta orizzontale falda

Assente.

7.2.5 Sottospinta idraulica su soletta inferiore

Assente.

7.2.6 Carichi variabili

7.2.6.1 Coefficiente di incremento dinamico

Si considera il caso di portale a luce singola, per il quale vale la seguente espressione:

$$L_m = \frac{1}{n} \times (L_1 + L_2 + L_3)$$

in cui $n=3$.

Considerando le linee d'asse risulta:

$$L_1 = 1.88 \text{ m} \quad \text{altezza piedritto di sinistra}$$

$$L_2 = 2.40 \text{ m} \quad \text{lunghezza solettone}$$

$$L_3 = 1.88 \text{ m} \quad \text{altezza piedritto di destra}$$

$$L_{\square} = k \times L_m = 2.67 \text{ m} \text{ con } k = 1.3.$$

Per il calcolo del coefficiente dinamico Φ si fa riferimento alla tabella 5.2.II del DM18:

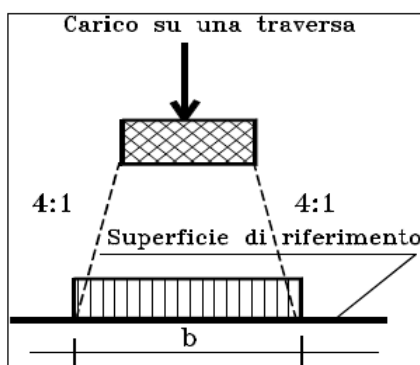
<p>5.4 Solette ed altri elementi di scatolari per uno o più binari (sottovia di altezza libera $\leq 5,0$ m e luce libera $\leq 8,0$ m).</p> <p>Per gli scatolari che non rispettano i precedenti limiti vale il punto 5.3, trascurando la presenza della soletta inferiore e considerando un coefficiente riduttivo del Φ pari a 0,9, da applicare al coefficiente Φ</p>	<p>$\Phi_2 = 1,20; \Phi_3 = 1,35$</p>
---	--

$$\Phi_3 = 0.9 \times \left(\frac{2.16}{\sqrt{L_\Phi - 0.2}} + 0.73 \right) = 2.02$$

essendo $L < 8$ m ed $h < 5$ m si assume invece il valore:

$$\phi = 1.350$$

7.2.6.2 Larghezza di diffusione trasversale



La diffusione dei carichi attraverso il ballast avviene con pendenza 1:4 mentre, attraverso il resto degli strati dei diversi materiali con pendenza 1:1.

LT=larghezza traversina = 2.40 m

h Ballast sotto la traversina = 0.50 m

h soletta = 0.22 m

h massetto delle pendenze = 0.05 m

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO					
	OPERE IDRAULICHE DI ATTRAVERSAMENTO RELAZIONE DI CALCOLO 3/3	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLID0000003	REV. A

Larghezza di diffusione in direzione trasversale B_{tr} :

$$B_{tr} = LT + 2x(h_{ballast}/4 + h_{massetto \text{ delle pendenze}}/2 + h_{soletta}/2) = 2.40 + 2 \times [0.50/4 + 0.05/2 + 0.22/2] = 2.92 \text{ m}$$

NOTA: Lo spessore del rilevato sopra il tombino ($sp=1.14\text{m}$) non sarà considerato nel calcolo della distribuzione trasversale dell'azione ferroviario, così risultando in un calcolo cautelativo.

7.2.6.3 Sovraccarichi mobili

7.2.6.3.1 Treno di carico LM71

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE "α"	
	PONTI CAT. "A"	PONTI CAT. "B"
LM 71	1.1	0.83
SW / 0	1.1	0.83
SW / 2	1.0	0.83

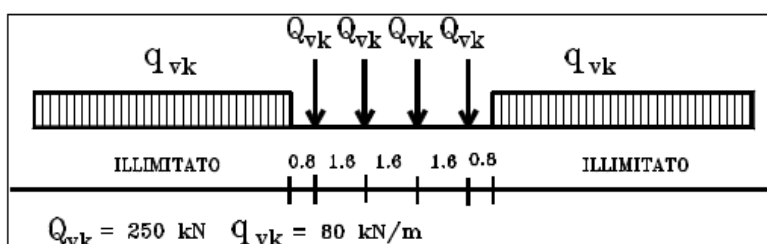


Fig. 5 – Treno di carico LM71

Larghezza di diffusione in direzione longitudinale b_2 :

$$B_{long.} = 1.60 \times 3 + 2 \times [0.50/4 + 0.05/2 + 0.22/2] = 5.32 \text{ m}$$

Il carico ripartito dovuto al treno LM71 (considerando il coefficiente di adattamento $\alpha = 1.10$ e il coefficiente dinamico $\phi_3 = 1.35$), risulta:

Carico ripartito prodotto dalle forze concentrate:

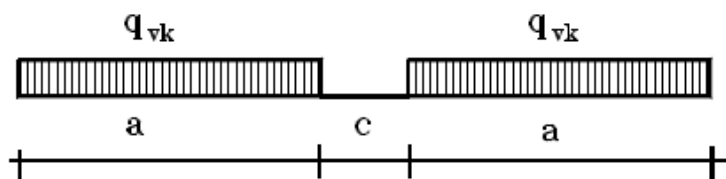
$$Q_{vk} \text{ (a livello dell'asse della soletta)} = 4 \times 250 / (2.92 \times 5.32) \times 1.10 \times 1.35 = 95.60 \text{ kN/m}^2$$

Carico ripartito prodotto dal carico distribuito:

$$q_{vk} \text{ (a livello dell'asse della soletta)} = 80 / 2.92 \times 1.10 \times 1.35 = 40.69 \text{ kN/m}^2$$

La pressione maggiore si ha in corrispondenza della porzione in cui sono applicate le forze concentrate.

7.2.6.3.2 Treno di carico SW/2



Tipo di Carico	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

Fig. 6 – Treno di carico SW

$$q_{vk}=150.0 \text{ kN/m}$$

$\alpha = 1.0$: coefficiente di adattamento

$$q_{vk} \text{ (a livello dell'asse della soletta)} = 150 / 2.92 \times 1.00 \times 1.35 = 69.35 \text{ kN/m}^2$$

Nell'analisi condotta tale treno di carico non risulta dimensionante.

7.2.6.4 Spinta del sovraccarico accidentale sul rilevato (SPACC)

Per considerare la presenza di un sovraccarico da traffico gravante a tergo, si considera un carico uniformemente distribuito. Il valore della spinta risultante al metro è dunque pari a $S=k_0 \cdot q \cdot H$, con punto di applicazione posizionato a metà dell'altezza dell'elemento su cui insiste.

La spinta del sovraccarico a tergo del rilevato verrà considerata agente sia su un solo piedritto per massimizzare lo sbilanciamento e sia su entrambi i piedritti.

Pressione del carico accidentale sui piedritti (Condizioni SPACCSX e SPACCDX):

$$(Q_{vk} \times \alpha) / (b_1 \times b_2) \times K_0 = 4 \times 250 / (2.92 \times 5.32) \times 1.10 \times 0.4264 = 30.20 \text{ kN/m}^2$$

$$(q_{vk} \times \alpha) / (b_1 \times b_2) \times K_0 = 80 / 2.92 \times 1.10 \times 0.4264 = 12.86 \text{ kN/m}^2$$

Ai lati dello scatolare si ha un carico orizzontale uniformemente distribuito sui piedritti dovuto alla spinta del sovraccarico accidentale calcolato come $k_0 q$

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO					
	OPERE IDRAULICHE DI ATTRAVERSAMENTO RELAZIONE DI CALCOLO 3/3	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLID0000003	REV. A

Oltre ai carichi suddetti viene aggiunta, come carico concentrato nei nodi 9 e 10 (per la SPACCSX) e 3 e 7 (per la SPACCDX), la parte di sovrappinta dei carichi esercitata su 1/2 spessore della soletta sup. e su 1/2 spessore della soletta inferiore.

Carichi concentrati LM71:

Spinta semispessore sol. sup.

$$F_{9,10} = 30.20 * 0.22/2 = 3.33 \text{ kN}$$

Spinta semispessore sol. inf.

$$F_{1,3} = 30.20 * 0.22/2 = 3.33 \text{ kN}$$

Carichi ripartiti LM71:

Spinta semispessore sol. sup.

$$F_{9,10} = 12.86 * 0.22/2 = 1.42 \text{ kN}$$

Spinta semispessore sol. inf.

$$F_{1,3} = 12.86 * 0.22/2 = 1.42 \text{ kN}$$

7.2.6.5 Frenatura e avviamento

Per il carico di frenatura e avviamento viene assunto quello dovuto all'avviamento del treno LM71, moltiplicato per il coefficiente di adattamento $\alpha=1.1$, per cui si ha:

$$Q_{avv}=A_{vv} * \alpha/B_{tr} = 33.00 * 1.1/2.92 = 12.44 \text{ kN/m}^2$$

Con:

B_{tr} = lunghezza di ripartizione del carico in direzione trasversale

7.2.7 *Azioni climatiche*

7.2.7.1 Azioni termiche uniformi

Si considera una variazione termica uniforme $\Delta T = 15.00^\circ\text{C}$ sulla soletta superiore, adottando per il coefficiente di dilatazione termica un valore $\alpha = 10 \times 10^{-6}$.

7.2.7.2 Azioni termiche differenziali

Si considera una variazione termica differenziale $\Delta T = 5.00^\circ\text{C}$ sulla soletta superiore, adottando per il coefficiente di dilatazione termica un valore $\alpha = 10 \times 10^{-6}$.

7.2.7.3 Ritiro

Gli effetti del ritiro del calcestruzzo sono valutati impiegando i coefficienti indicati al punto 11.2.10.6 delle NTC2018.

La deformazione totale da ritiro è data dalla somma della deformazione per ritiro da essiccamento e della deformazione da ritiro autogeno. Il ritiro è stato applicato mediante una variazione termica equivalente pari a $\Delta T_{rit} = 8.80^\circ$.

DATA

Coefficiente di viscosità

$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 * \beta_c(t, t_0)$	1.6992	creep coefficient
$\varphi_0 = \varphi_{RH} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_0) =$	1.7190	nominal creep coefficient
φ_{RH}	1.2914	per $f_{cm} > 35$ Mpa per $f_{cm} \leq 35$ Mpa
RH	80 [%]	
$\beta(f_{cm})$	2.7253	
$\beta(t_0)$	0.4884	
h_0	220 [mm]	
A_c	22000 [cm ²]	
u	2000 [cm]	
$\beta_c(t, t_0)$	0.9885	
t	36500 [days]	
t_0	28 [days]	
$t - t_0$	36472 [days]	
β_H	728.20 TRUE	per $f_{cm} > 35$ Mpa per $f_{cm} \leq 35$ Mpa
α_1	0.9441	
α_2	0.9837	
α_3	0.9597	
f_{cm}	38.00 [MPa]	
f_{ck}	30.00 [MPa]	

DEFORMAZIONE TOTALE DA RITIRO

$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} =$	0.0002376	deformazione totale da ritiro
$\varepsilon_{cd} =$	0.0001876	deformazione da ritiro per essiccamento
$\varepsilon_{ca} =$	0.00005	deformazione da ritiro autogeno

DEFORMAZIONE DA RITIRO PER ESSICCAMENTO

$\varepsilon_{cd\infty} = k_h * \varepsilon_{cd0}$	0.00018827	
$\varepsilon_{cd0} =$	0.00026895	appendix B for ε_{cd0}
$\alpha_{ds1} =$	4 CLS class N	
$\alpha_{ds2} =$	0.12 CLS class N	
$\beta_{RH} =$	0.7564	
$RH_0 =$	100 [%]	
$f_{cm0} =$	10 [MPa]	
$\beta_{ds}(t, t_s) =$	0.99643652	

t 36500

ts 2

DEFORMAZIONE DA RITIRO AUTOGENO

$\beta_{as}(t) =$	1
t	36500
$\varepsilon_{ca}(\infty) =$	0.00005

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

$$\Delta T_{rit} = \varepsilon_s / [(1 + \phi) \times \alpha_T] = 8.80 \text{ } ^\circ\text{C}.$$

7.2.8 Azioni sismiche

In ottemperanza al D.M. del 17.01.2018 (Norme tecniche per le costruzioni), le verifiche sono state condotte con il metodo semi-probabilistico agli stati limite.

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.

In merito alle opere scatolari di cui trattasi, nel rispetto del punto §7.9.2. delle NTC, assimilando l'opera scatolare alla categoria delle spalle da ponte, rientrando tra le opere che si muovono con il terreno (§ 7.9.2.1), si può ritenere che la struttura debba mantenere sotto l'azione sismica il comportamento elastico; queste categorie di opere che si muovono con il terreno non subiscono le amplificazioni dell'accelerazione del suolo.

Per la definizione dell'azione sismica, occorre definire il periodo di riferimento PVR in funzione dello stato limite considerato:

- la vita nominale (VN) dell'opera.
- la classe d'uso.
- il periodo di riferimento (VR) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso.

Per l'opera in esame si ha:

V_n	50
C_u	1.0
V_R	50
$T_{R,SLO}$	30
$T_{R,SLD}$	50
$T_{R,SLV}$	475
$T_{R,SLC}$	975
cat.sott.	C
cat.topog.	T1

I valori delle caratteristiche sismiche (a_g , F_0 , T_c^*) per gli stati limite di normativa sono:

Coordinate geografiche del sito:

Latitudine = 45.69035°

Longitudine = 9.67515°

- $a_g \rightarrow$ accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;
- $F_0 \rightarrow$ valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_c^* \rightarrow$ periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $S \rightarrow$ coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_t).

Valori dei parametri a_g , F_0 , T_c^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento:

T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
30	0.030	2.438	0.197
50	0.038	2.479	0.215

475	0.110	2.418	0.271
975	0.145	2.462	0.276

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO



Figura 23: Fase 1, individuazione della pericolosità del sito

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

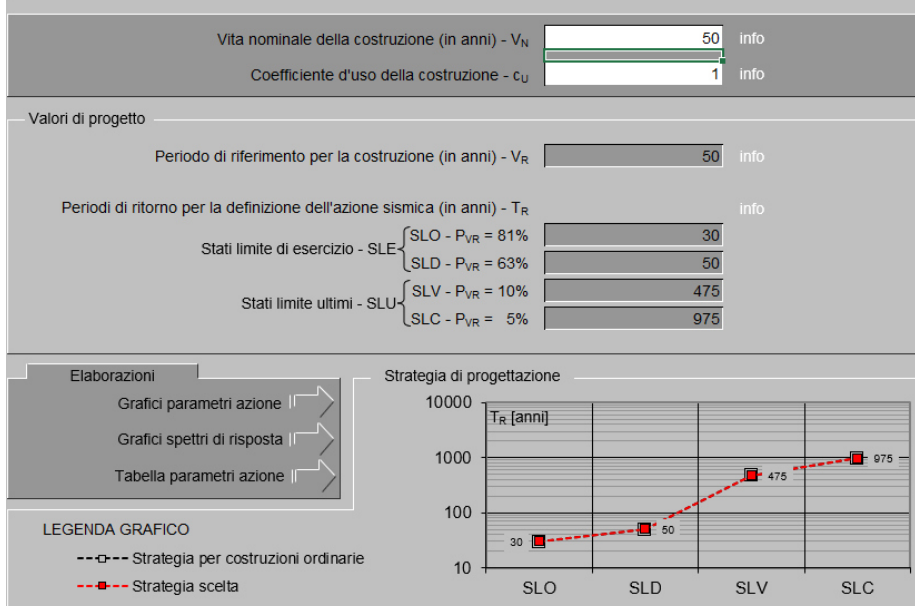


Figura 24: Fase 2, scelta della strategia di progettazione

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0.030	2.438	0.198
SLD	50	0.039	2.478	0.215
SLV	475	0.110	2.418	0.271
SLC	975	0.144	2.462	0.276

Figura 25: Valori dei parametri a_g , F_0 , T_C^* per i periodi di ritorno associati a ciascun stato limite

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.110 g
F_o	2.418
T_c	0.271 s
S_s	1.500
C_c	1.615
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.146 s
T_C	0.438 s
T_D	2.041 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)

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

$$T_B \leq T < T_c \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

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

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_c \cdot T_D}{T^3} \right)$$

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	0.165
$T_B \leftarrow$	0.146	0.400
$T_c \leftarrow$	0.438	0.400
	0.514	0.341
	0.591	0.296
	0.667	0.263
	0.743	0.236
	0.820	0.214
	0.896	0.195
	0.972	0.180
	1.049	0.167
	1.125	0.156
	1.201	0.146
	1.278	0.137
	1.354	0.129
	1.430	0.122
	1.507	0.116
	1.583	0.111
	1.659	0.106
	1.736	0.101
	1.812	0.097
	1.888	0.093
	1.965	0.089
$T_D \leftarrow$	2.041	0.086
	2.134	0.078
	2.228	0.072
	2.321	0.066
	2.414	0.061
	2.507	0.057
	2.601	0.053
	2.694	0.049
	2.787	0.046
	2.881	0.043
	2.974	0.040
	3.067	0.038
	3.160	0.036
	3.254	0.034
	3.347	0.032
	3.440	0.030
	3.534	0.029
	3.627	0.027
	3.720	0.026
	3.813	0.025
	3.907	0.023
	4.000	0.022

Figura 26: Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo SLV

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0.039 g
F_0	2.478
T_C	0.215 s
S_S	1.500
C_C	1.744
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.125 s
T_C	0.375 s
T_D	1.754 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)

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

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

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

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

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	0.058
$T_B \leftarrow$	0.125	0.143
$T_C \leftarrow$	0.375	0.143
	0.441	0.122
	0.508	0.108
	0.572	0.094
	0.638	0.084
	0.703	0.076
	0.769	0.070
	0.835	0.064
	0.900	0.060
	0.966	0.056
	1.032	0.052
	1.097	0.049
	1.163	0.046
	1.229	0.044
	1.294	0.042
	1.360	0.040
	1.426	0.038
	1.492	0.036
	1.557	0.035
	1.623	0.033
	1.689	0.032
$T_D \leftarrow$	1.754	0.031
	1.861	0.027
	1.968	0.024
	2.075	0.022
	2.182	0.020
	2.289	0.018
	2.396	0.016
	2.503	0.015
	2.610	0.014
	2.717	0.013
	2.824	0.012
	2.931	0.011
	3.038	0.010
	3.144	0.010
	3.251	0.009
	3.358	0.008
	3.465	0.008
	3.572	0.007
	3.679	0.007
	3.786	0.007
	3.893	0.006
	4.000	0.006

Figura 27: Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo SLD

I suddetti parametri sono calcolati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il punto caratterizzante la posizione dell'opera utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici. Si assume un fattore di struttura $q=1$.

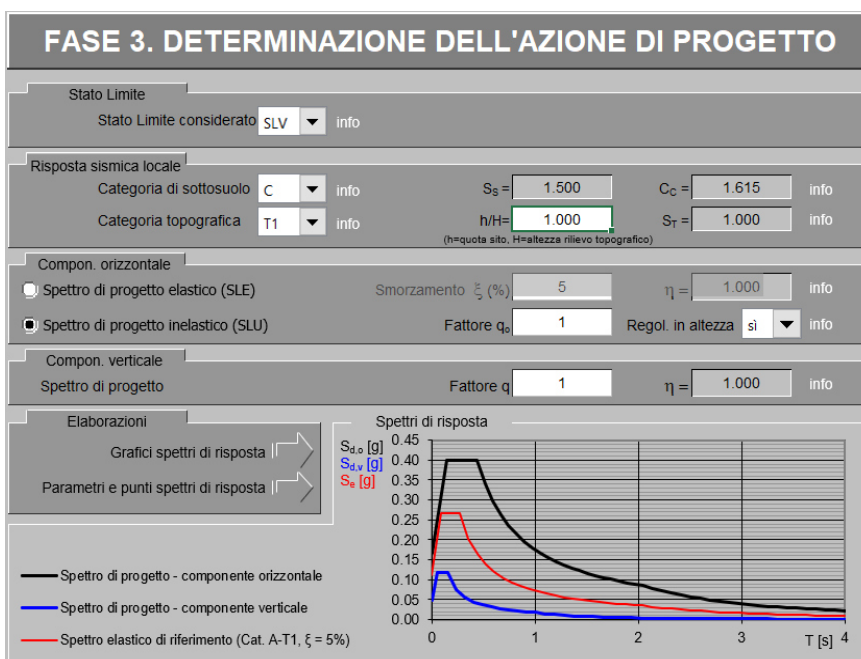
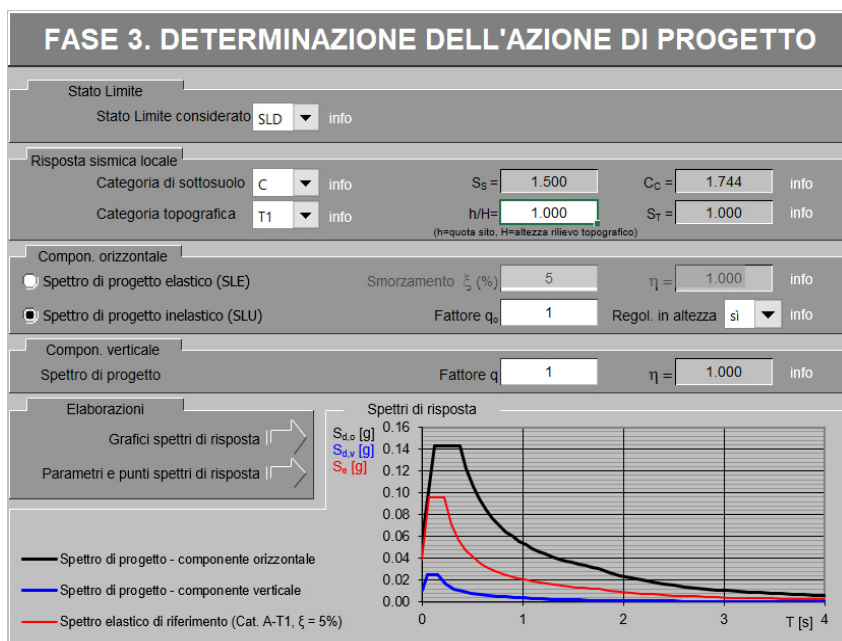


Figura 28: Determinazione dell'azione di progetto

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO					
	OPERE IDRAULICHE DI ATTRAVERSAMENTO RELAZIONE DI CALCOLO 3/3	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLID0000003	REV. A

I valori dei coefficienti sismici orizzontali k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \frac{a_{\max}}{g} \quad k_v = \pm 0.50 \cdot k_h$$

dove

- $a_{\max} = S_s \cdot S_t \cdot a_g$ accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- $\beta_m = 1.0$
- $g =$ accelerazione di gravità;

Essendo lo scatolare una struttura che non ammette spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume il valore unitario.

Pertanto, i due coefficienti sismici valgono:

STATO LIMITE	T_R	a_g	$S_s * S_t$	a_{\max}/g	k_h	k_v
SLO	30	0.030	1.50	0.0450	0.0450	0.0225
SLD	50	0.039	1.50	0.0585	0.0585	0.02925
SLV	475	0.110	1.50	0.1650	0.1650	0.0825
SLC	975	0.144	1.50	0.2160	0.2160	0.108

7.2.8.1 Spinta delle terre in fase sismica

Le spinte delle terre, considerando lo scatolare una struttura rigida e priva di spostamenti (par. 7.11.6.2.1 D.M. 17.01.18), sono calcolate in regime di spinta a riposo che comporta il calcolo delle spinte sismiche in tali condizioni; l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere calcolato attraverso la trattazione di WOOD valida per pareti che accettano piccoli spostamenti:

$$\Delta P_d = S \cdot a_g / g \cdot \gamma \cdot h_{\text{tot}}^2$$

e va a sommarsi alle condizioni statiche valutate in condizioni di spinta a riposo.

Il punto di applicazione della spinta che interessa lo scatolare è posto $h_{\text{scat}}/2$, con “ h_{tot} ” altezza dal piano di progetto (che si assume il livello superiore della traversina) alla fondazione dello scatolare e h_{scat} l'altezza dello scatolare.

Essendo “ ΔP_d ” la risultante globale, ed il diagramma di spinta di tipo rettangolare, è immediato ricavare la quota parte della spinta che agisce sul piedritto dello scatolare.

$$\Delta p = (a_g/g) * St * Ss * \gamma * H = 4,27 \text{ kN/m}^2 \text{ SLD}$$

$$\Delta p = (a_g/g) * St * Ss * \gamma * H = 12,04 \text{ kN/m}^2 \text{ SLV}$$

Oltre ai carichi suddetti viene aggiunta, come carico concentrato nei nodi 5,7 e 3,1 la parte di sovraspinta esercitata su 1/2 spessore della soletta sup. e su 1/2 spessore della soletta inferiore.

Spinta semispessore sol. sup.

$$F_{5,7} = 0,94 \text{ kN SLD}$$

$$F_{5,7} = 2,65 \text{ kN SLV}$$

Spinta semispessore sol. inf.

$$F_{3,1} = 0,94 \text{ kN SLD}$$

$$F_{3,1} = 2,65 \text{ kN SLV}$$

7.2.8.2 Sovraspinta orizzontale falda in condizioni sismiche

Assente.

7.2.8.3 Forze sismiche orizzontali e verticali

Non si considerano associate al convoglio azioni di frenatura in quanto l'azione sismica è in direzione ortogonale alla canna del sottopasso. Si considera quindi il carico **LM71** con un **coefficiente di partecipazione 0.20**.

Sisma SLD orizzontale (Condizione SISMAH)

Stato limite		Salvaguardia della vita	SLD	
Vita nominale	V _N		50	[anni]
Classe d'uso			II	
Coefficiente C _U	C _U		1,0	
Periodo di riferimento	V _R		50	[anni]
Accelerazione orizzontale	a _g /g		0,039	
Amplificazione spettrale	F ₀		2,478	

Categoria di sottosuolo		A, B, C, D, E	C	
Coeff. Amplificazione stratigrafica	S_S		1,50	
Coeff. Amplificazione topografica	S_T		1,00	
Coefficiente S	S	$S_S \times S_T$	1,50	
Accelerazione orizzontale max	a_{max}/g	$S_S \times S_T \times a_g/g$	0,0585	
Fattore di struttura	q		1	
Coefficiente β_m	β_m	Dal NTC2018, 7.11.6.2.1	1,00	
Coeff. sismico orizzontale	k_h	$\beta_m \times a_{max} / g$	0,0585	
Coeff. sismico verticale	k_v	$\pm 0,5 \times k_h$	0,0293	
Carico accidentale totale gravante sulla cop.		$1,1 \times 1,35 \times 1000 / (2,92 \times 5,32)$	95,60	[kN/m]
Carico permanente totale sulla copertura		$0,80 \times 18,00 + 1,14 \times 19 + 0,05 \times 24$	37,21	[kN/m]
Peso soletta superiore		$25 \times 0,22 \times 1,00$	5,50	[kN/m]
Peso piedritto		$25 \times 0,22 \times 1,00$	5,50	[kN/m]
Azione sismica orizzontale sulla soletta sup.	F_{HS1}	$0,0585 \times (95,60 \times 0,20 + 25 \times 0,22 + (0,80 \times 18,00 + 1,14 \times 19 + 0,05 \times 24))$	3,62	[kN/m]
Azione sismica orizzontale sui piedritti	F_{HP1}	$0,0585 \times (25 \times 0,22)$	0,33	[kN/m]

**Sisma SLD verticale
(Condizione SISMAV)**

Azione sismica verticale sulla soletta sup.	F_{VS1}	$0,5 \times F_{hs1}$	1,81	[kN/m]
---	-----------	----------------------	------	--------

Spinta del terreno in fase sismica SLD (Condizione wood)

Sovraspinta sismica	ΔP	$\gamma_T \times \alpha \times \beta \times a_{max}/g \times H_{tot}^2 = 19 \times 1 \times 1 \times 0,0585 \times 3,84^2 =$	16,39	[kN/m]
Pressione risultante	Δp_E	$= \Delta P / H = 16,39 / 3,84$	4,27	kN/m ²

**Sisma SLV orizzontale
(Condizione SISMAH)**

Stato limite		Salvaguardia della vita	SLV	
Vita nominale	V_N		50	[anni]
Classe d'uso			II	
Coefficiente C_U	C_U		1,0	

Periodo di riferimento	V_R		50	[anni]
Accelerazione orizzontale	a_g/g		0,110	
Amplificazione spettrale	F_0		2,418	
Categoria di sottosuolo		A, B, C, D, E	C	
Coeff. Amplificazione stratigrafica	S_S		1,50	
Coeff. Amplificazione topografica	S_T		1,00	
Coefficiente S	S	$S_S \times S_T$	1,50	
Accelerazione orizzontale max	a_{max}/g	$S_S \times S_T \times a_g/g$	0,165	
Fattore di struttura	q		1	
Coefficiente β_m	β_m		Dal NTC2018, 7.11.6.2.1	1,00
Coeff. sismico orizzontale	k_h	$\beta_m \times a_{max} / g$	0,165	
Coeff. sismico verticale	k_v	$\pm 0,5 \times k_h$	0,0825	
Carico accidentale totale gravante sulla cop.		$1,1 \times 1,35 \times 1000 / (2,92 \times 5,32)$	95,60	[kN/m]
Carico permanente totale sulla copertura		$0,80 \times 18,00 + 1,14 \times 19 + 0,05 \times 24$	37,21	[kN/m]
Peso soletta superiore		$25 \times 0,22 \times 1,00$	5,50	[kN/m]
Peso piedritto		$25 \times 0,22 \times 1,00$	5,50	[kN/m]
Azione sismica orizzontale sulla soletta sup.	F_{HS1}	$0,165 \times (95,60 \times 0,20 + 25 \times 0,22 + (0,80 \times 18,00 + 1,14 \times 19 + 0,05 \times 24))$	10,21	[kN/m]
Azione sismica orizzontale sui piedritti	F_{HP1}	$0,165 \times (25 \times 0,22)$	0,91	[kN/m]

**Sisma SLV verticale
(Condizione SISMAV)**

Azione sismica verticale sulla soletta sup.	F_{VS1}	$0,5 \times F_{hs1}$	5,11	[kN/m]
---	-----------	----------------------	------	--------

Spinta del terreno in fase sismica SLV (Condizione wood)

Sovraspinta sismica	ΔP	$\gamma_T \times \alpha \times \beta \times a_{max}/g \times H_{tot}^2 = 19 \times 1 \times 1 \times 0,165 \times 3,84^2 =$	46,23	[kN/m]
Pressione risultante	Δp_E	$= \Delta P / H = 46,23 / 3,84$	12,04	kN/m ²

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO					
	OPERE IDRAULICHE DI ATTRAVERSAMENTO RELAZIONE DI CALCOLO 3/3	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLID0000003	REV. A

7.3 Carichi elementari e loro combinazioni

7.3.1.1 Condizioni di carico elementari

Dove il significato delle grandezze in tabella è il seguente:

- SLU: Combinazione di carico all stato limite ultimo
- SLE: Combinazione di carico all stato limite di esercizio
- g1: peso proprio elementi strutturali
- g2: pesi permanenti non strutturali
- SPTSX: spinta statica del terreno sul piedritto sinistro
- SPTDX: spinta statica del terreno sul piedritto destro
- QV: carico verticale accidentale del treno
- SPACCSX: spinta sul piedritto sinistro dovuta al carico accidentale del treno
- SPACCDX: spinta sul piedritto destro dovuta al carico accidentale del treno
- AVV/FRE: azione di avviamento e frenatura
- TERM: variazione termica
- RITIRO E VISCOSITA': deformazione totale da ritiro
- Fh: forza sismica orizzontale
- Fv: forza sismica verticale
- Wsx: spinta sismica del terreno sul piedritto sinistro
- Wdx: spinta sismica del terreno sul piedritto destro

7.3.1.2 Combinazioni di carico per sezioni di verifica

Si riportano di seguito i coefficienti parziali utilizzati nelle combinazioni agli SLU, SLE e SLUS relativamente ad ogni sezione di verifica scelta in accordo con le tabelle 5.2.IV, 5.2.V, 5.2.VI e 5.2.VII delle NTC2018.

Dall'analisi agli elementi finiti del modello di calcolo, in ogni sezione di verifica sono ricavate le sollecitazioni delle condizioni di carico elementari tutte valutate con coefficienti parziali unitari. Relativamente alla condizione sismica si valuta l'effetto del sisma nelle condizioni di SLD.

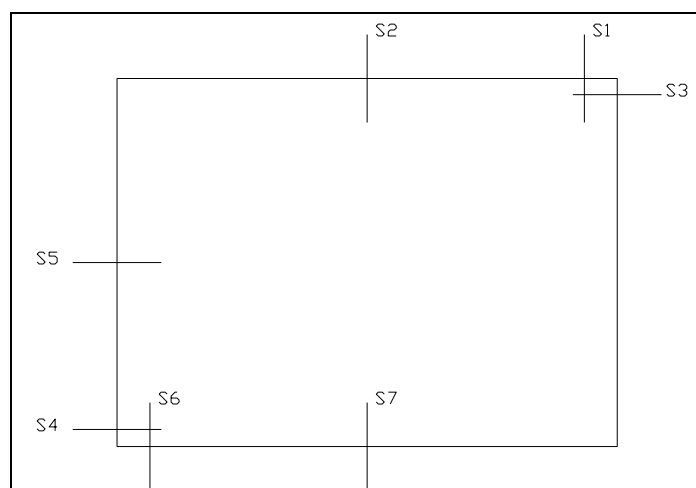


Fig. 15 – Sezioni di verifica

Nell'ipotesi di analisi elatico-lineare carico sismico SLV sono stimate attraverso l'utilizzo dei coefficienti amplificativi:

$$a_{g,slv} = 0.110g$$

$$a_{g,sls} = 0.039g$$

$$SLV/SLD = a_{g,slv} / a_{g,sls} = 0.110 / 0.039 = 2.83$$

che corrispondono rispettivamente:

- al rapporto fra gli angoli d'attrito nella condizione M1;
- al rapporto fra spinta attiva e in quiete se si utilizza la spinta attiva in fase sismica (altrimenti =1);
- al rapporto fra le accelerazioni massime di sito reale nelle condizioni SLV ed SLD.

In linea con quanto riportato nel quadro normativo vigente, le azioni descritte nei paragrafi precedenti, sono combinate nel modo seguente:

- combinazione fondamentale (SLU):

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

- combinazione sismica:

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

- combinazione eccezionale:

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

- combinazione Rara (SLE irreversibile):

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

- combinazione Frequente (SLE reversibile):

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

- combinazione Quasi Permanente (SLE per gli effetti a lungo termine):

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

Gli effetti dei carichi verticali dovuti alla presenza dei convogli vanno sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti indicati nella tabella seguente.

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,00	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,00	0,00	1,0 (0,0)	1,0(0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,00	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6; 0,4)	↓	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	fessurazione

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

Per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali ed i coefficienti di combinazione ψ delle tabelle seguenti.

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

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.
⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.
⁽⁵⁾ Aliquota di carico da traffico da considerare.
⁽⁶⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁷⁾ 1,20 per effetti locali

Tab. 5 – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr1	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

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

(2) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Tab. 6 – Coefficienti di combinazione ψ delle azioni

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO					
	OPERE IDRAULICHE DI ATTRAVERSAMENTO RELAZIONE DI CALCOLO 3/3	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLID0000003	REV. A

Sono prese in considerazione le seguenti verifiche agli stati limite ultimi:

- SLU di tipo Geotecnico (GEO), relative a condizioni di:

Collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno;

- SLU di tipo strutturale (STR), relative a condizioni di:

Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

- Le verifiche sono svolte considerando il seguente approccio:

Approccio 2:

A1 + M1 + R3

Tale approccio prevede un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali che nelle verifiche geotecniche.

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_r	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 3: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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

STR) $\rightarrow \gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$

GEO-EQU) $\rightarrow \gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$

	g1	g2	SPTSX (100%)	SPTDX (100%)	QVK	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO
SLU 1	1,35	1,5	1,5	1,5	1,45	1,45	1,45	1,45	0,9	1,2
SLU 2	1,35	1,5	1,5	1,5	1,45	1,45	0	1,45	0,9	1,2
SLU 3	1,35	1,5	1,5	1,5	1,45	0	1,45	1,45	0,9	1,2
	g1	g2	SPTSX (100%)	SPTDX (60%)	QVK	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO
SLU 4	1,35	1,5	1,5	0,9	1,45	1,45	1,45	1,45	0,9	1,2
SLU 5	1,35	1,5	1,5	0,9	1,45	1,45	0	1,45	0,9	1,2
SLU 6	1,35	1,5	1,5	0,9	1,45	0	1,45	1,45	0,9	1,2
	g1	g2	SPTSX (60%)	SPTDX (100%)	QVK	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO
SLU 7	1,35	1,5	0,9	1,5	1,45	1,45	1,45	1,45	0,9	1,2
SLU 8	1,35	1,5	0,9	1,5	1,45	1,45	0	1,45	0,9	1,2
SLU 9	1,35	1,5	0,9	1,5	1,45	0	1,45	1,45	0,9	1,2

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

Rara) $\rightarrow G1+G2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$

Frequente) $\rightarrow G1+G2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

Quasi permanente) $\rightarrow G1+G2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

	g1	g2	SPTSX (100%)	SPTDX (100%)	QVK	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO
SLE_rara 1	1	1	1	1	1	1	1	1	0,6	1
SLE_rara 2	1	1	1	1	1	1	0	1	0,6	1
SLE_rara 3	1	1	1	1	1	0	1	1	0,6	1
	g1	g2	SPTSX (100%)	SPTDX (60%)	QVK	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO
SLE_rara 4	1	1	1	0,6	1	1	1	1	0,6	1
SLE_rara 5	1	1	1	0,6	1	1	0	1	0,6	1
SLE_rara 6	1	1	1	0,6	1	0	1	1	0,6	1
	g1	g2	SPTSX (60%)	SPTDX (100%)	QVK	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO

SLE_rara 7	1	1	0,6	1	1	1	1	1	0,6	1
SLE_rara 8	1	1	0,6	1	1	1	0	1	0,6	1
SLE_rara 9	1	1	0,6	1	1	0	1	1	0,6	1

	g1	g2	SPTSX (100%)	SPTDX (100%)	QVK	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO
SLE_freq 1	1	1	1	1	0,8	0,8	0,8	0,8	0,5	1
SLE_freq 2	1	1	1	1	0,8	0,8	0	0,8	0,5	1
SLE_freq 3	1	1	1	1	0,8	0	0,8	0,8	0,5	1

	g1	g2	SPTSX (100%)	SPTDX (60%)	QVK	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO
SLE_freq 4	1	1	1	0,6	0,8	0,8	0,8	0,8	0,5	1
SLE_freq 5	1	1	1	0,6	0,8	0,8	0	0,8	0,5	1
SLE_freq 6	1	1	1	0,6	0,8	0	0,8	0,8	0,5	1

	g1	g2	SPTSX (60%)	SPTDX (100%)	QVK	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO
SLE_freq 7	1	1	0,6	1	0,8	0,8	0,8	0,8	0,5	1
SLE_freq 8	1	1	0,6	1	0,8	0,8	0	0,8	0,5	1
SLE_freq 9	1	1	0,6	1	0,8	0	0,8	0,8	0,5	1

	g1	g2	SPTSX (100%)	SPTDX (100%)	QVK	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO
SLE_qp 1	1	1	1	1	0,2	0,2	0,2	0,2	0,5	1
SLE_qp 2	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	1
SLE_qp 3	1	1	1	1	0,2	0	0,2	0,2	0,5	1

	g1	g2	SPTSX (100%)	SPTDX (60%)	QVK	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO
SLE_qp 4	1	1	1	0,6	0,2	0,2	0,2	0,2	0,5	1
SLE_qp 5	1	1	1	0,6	0,2	0,2	0	0,2	0,5	1
SLE_qp 6	1	1	1	0,6	0,2	0	0,2	0,2	0,5	1

	g1	g2	SPTSX (60%)	SPTDX (100%)	QVK	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO
SLE_qp 7	1	1	0,6	1	0,2	0,2	0,2	0,2	0,5	1
SLE_qp 8	1	1	0,6	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	1
SLE_qp 9	1	1	0,6	1	0,2	0	0,2	0,2	0,5	1

Per la condizione sismica, la combinazione per gli stati limite ultimi da prendere in considerazione è:

Combinazione sismica $\rightarrow E+G_1+G_2+\sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

	g1	g2	SPTSX (100%)	SPTDX (100%)	Q _{VK}	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO	Fh	Fv	Wsx	Wdx
E1_SLD	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	1	0,3	1	0
E2_SLD	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	1	-0,3	1	0
E3_SLD	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	-1	0,3	0	1
E4_SLD	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	-1	-0,3	0	1
E5_SLD	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	0,3	1	0,3	0
E6_SLD	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	0,3	-1	0,3	0
E7_SLD	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	-0,3	1	0	0,3
E8_SLD	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	-0,3	-1	0	0,3

	g1	g2	SPTSX (100%)	SPTDX (100%)	Q _{VK}	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO	Fh	Fv	Wsx	Wdx
E1_SLV	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	1*2.83	0,3*2.83	1*2.83	0
E2_SLV	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	1*2.83	- 0,3*2.83	1*2.83	0
E3_SLV	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	-1*2.83	0,3*2.83	0	1*2.83
E4_SLV	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	-1*2.83	- 0,3*2.83	0	1*2.83
E5_SLV	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	0,3*2.83	1*2.83	0,3*2.83	0
E6_SLV	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	0,3*2.83	-1*2.83	0,3*2.83	0
E7_SLV	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	- 0,3*2.83	1*2.83	0	0,3*2.83
E8_SLV	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	- 0,3*2.83	-1*2.83	0	0,3*2.83

7.4 VERIFICHE

Si riportano di seguito le verifiche nelle condizioni di SLE ed SLU.

7.4.1 Risultati analisi strutturale

Axial Force Diagram (INV SLU e Sisma_SLV)

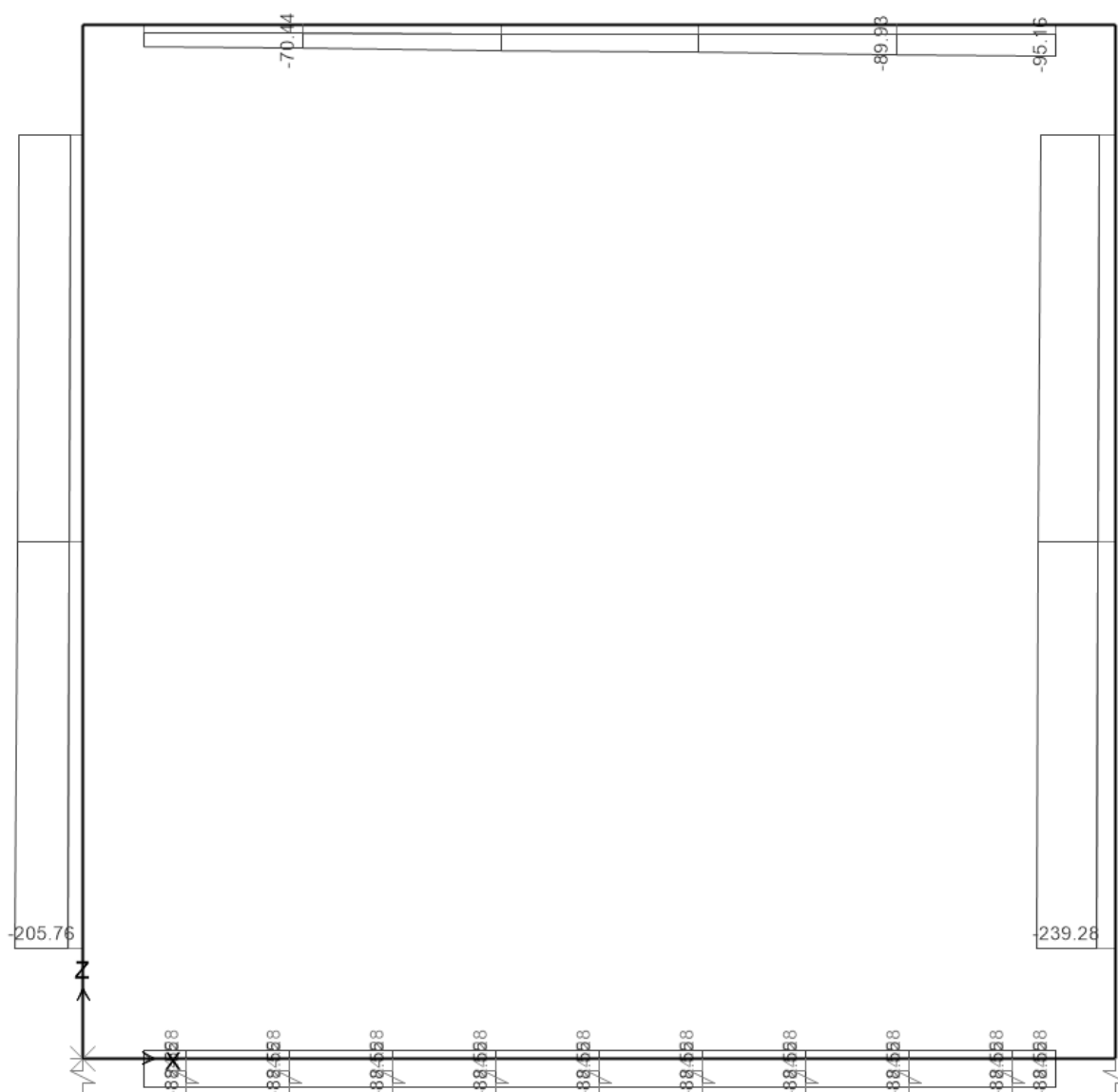


Figura 29 – Sforzo assiale INV SLU, SLV

Moment 3-3 Diagram (INV SLU e Sisma_SLV)

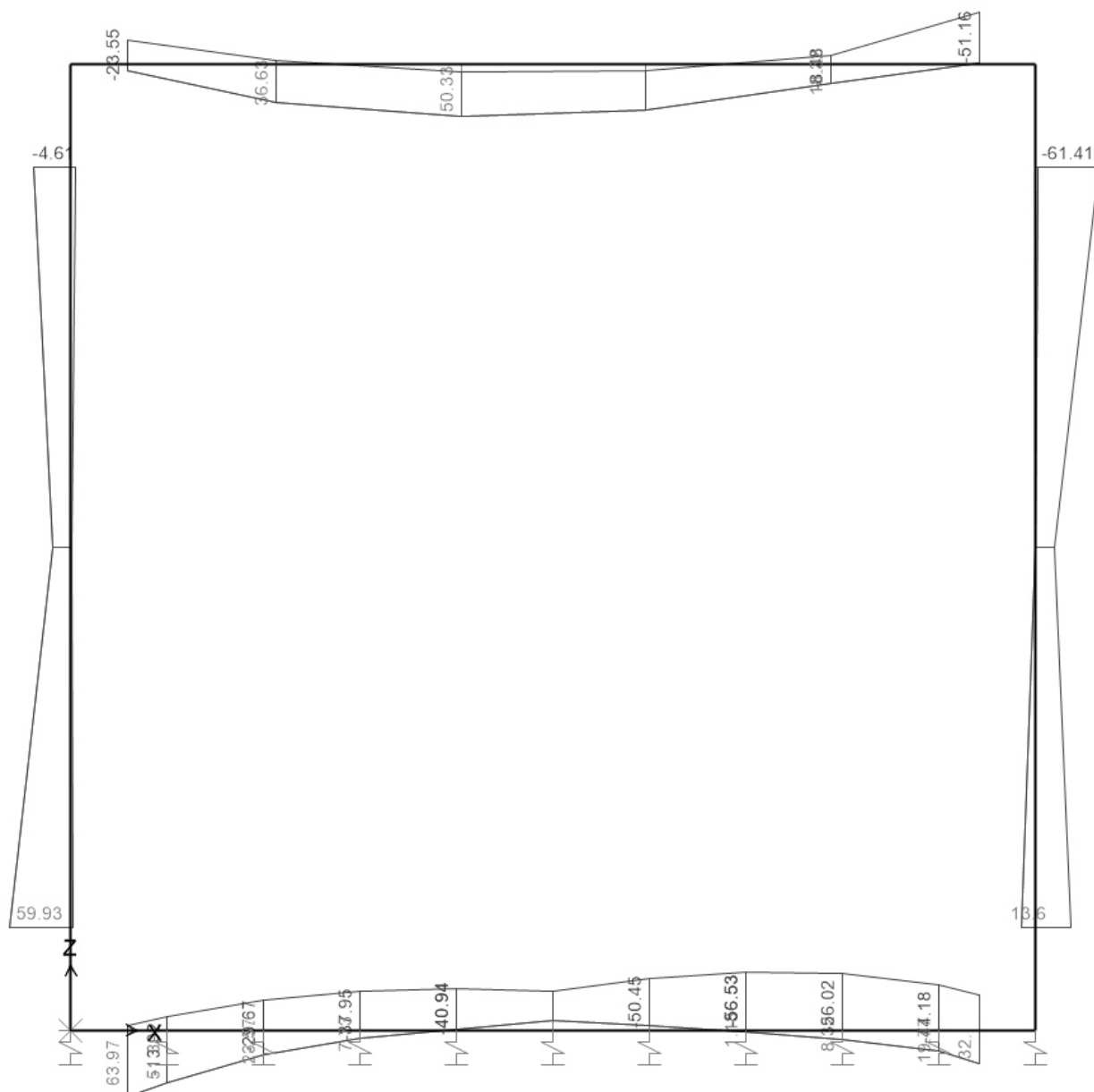


Figura 30 – Sollecitazione flessionale INV SLU, SLV

Shear Force 2-2 Diagram (INV SLU e Sisma_SLV)

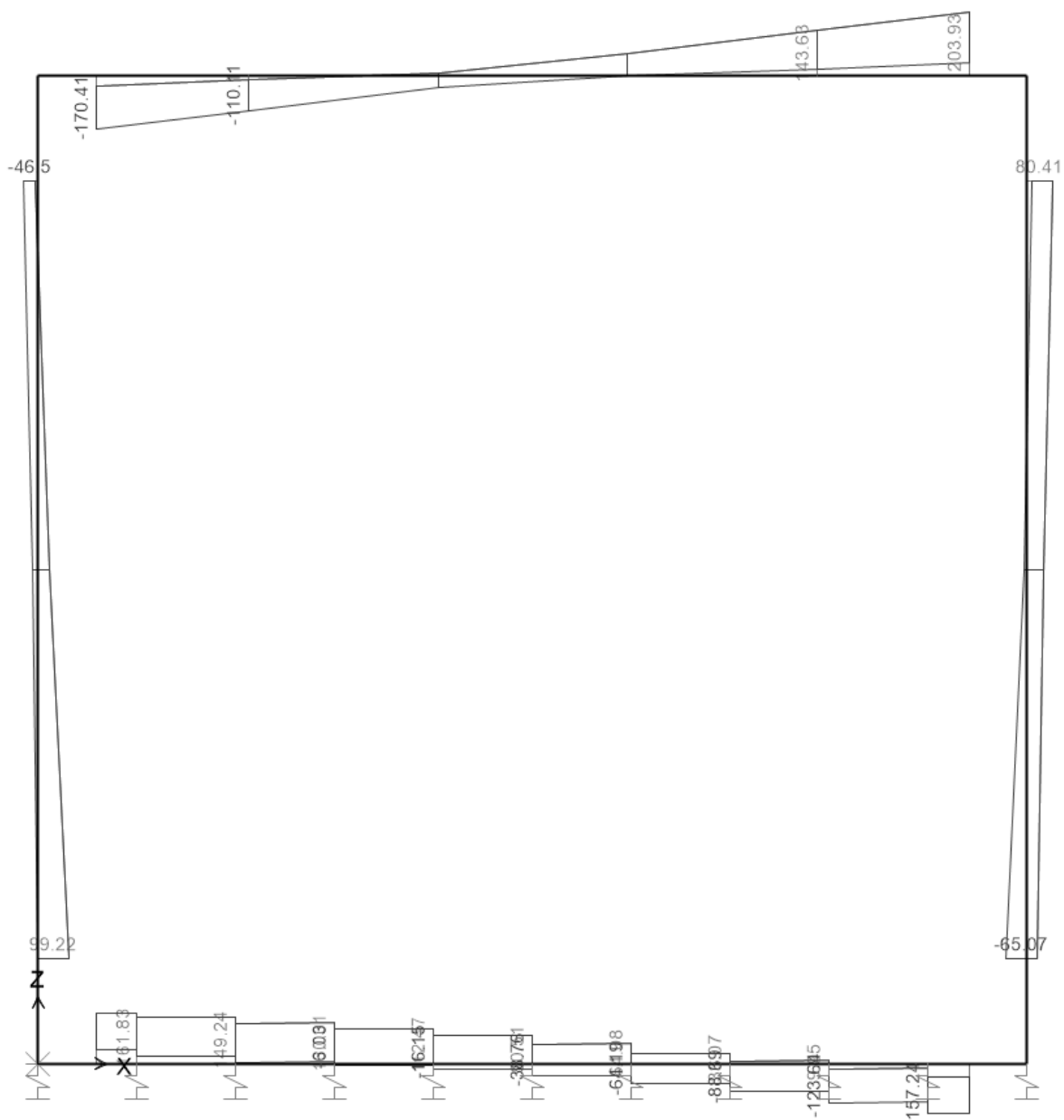


Figura 31 – Sollecitazione tagliante INV SLU, SLV

Axial Force Diagram (INV_SLE_RARE e SLD)

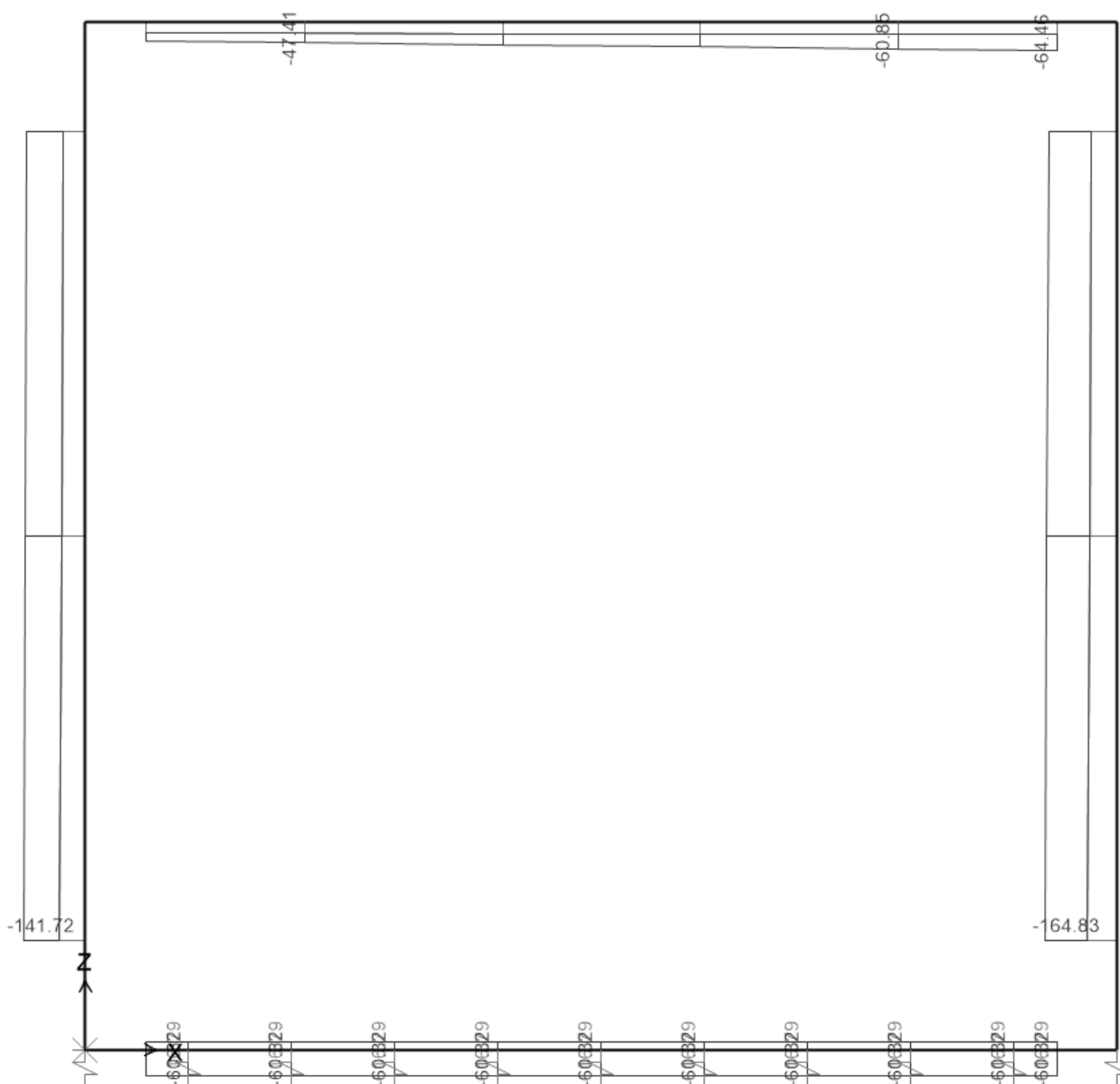


Figura 32 – Sforzo assiale INV SLE_RARE,SLD

Moment 3-3 Diagram (INV_SLE_RARE e SLD)

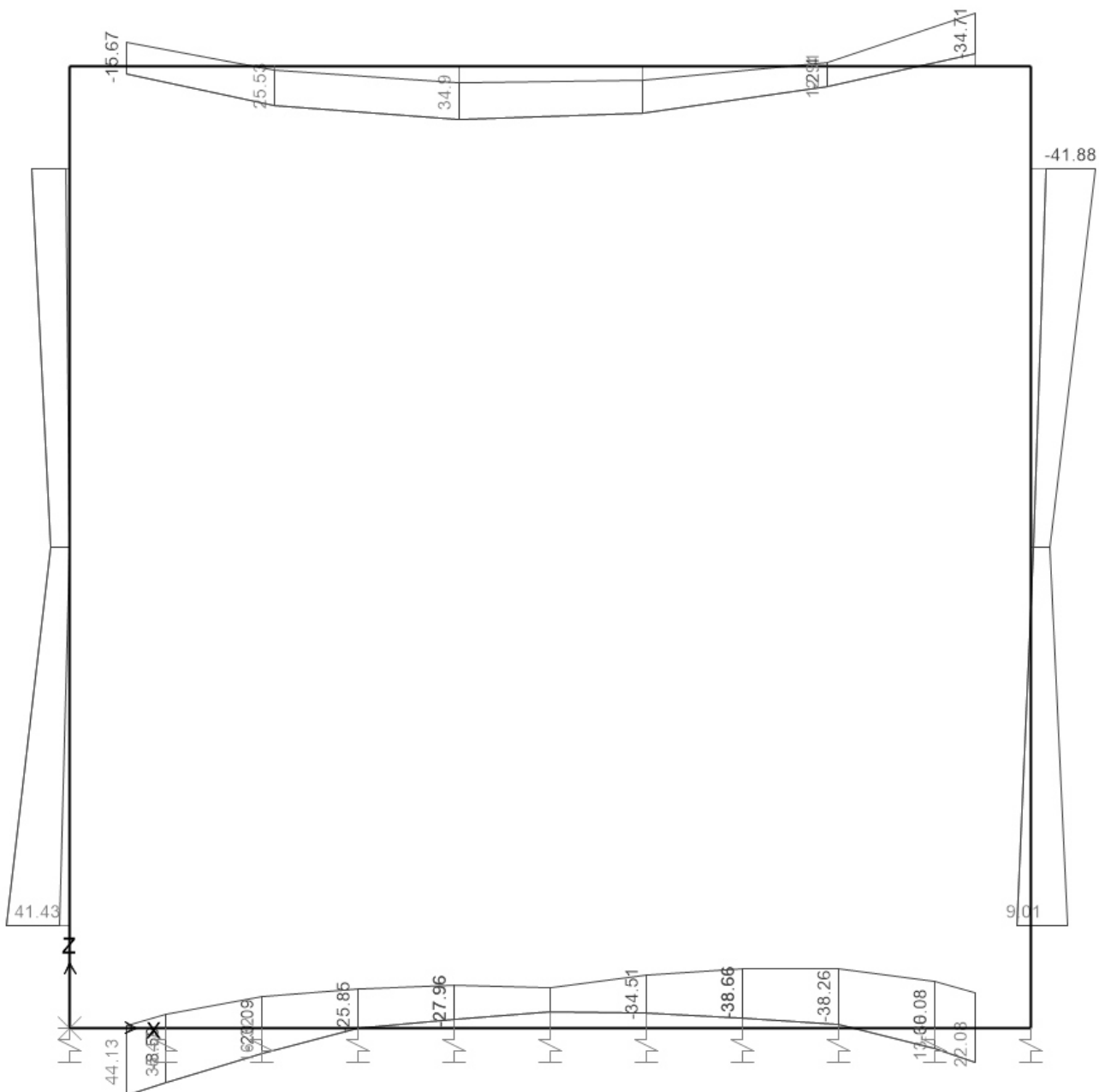


Figura 33 – Sollecitazione flessionale INV SLE_RARE,SLD

7.4.2 Verifiche strutturali

7.4.2.1 Premessa

Nei paragrafi che seguono si riportano gli esiti delle verifiche strutturali svolte con il software RC SEC e fogli di calcolo excel che implementano le prescrizioni della Normativa vigente.

Segue una tabella di conversione per interpretare gli esiti delle verifiche RC SEC, riportati nei paragrafi che seguono in lingua Inglese.

MATERIALS DATA / DATI RELATIVI AI MATERIALI

CONCRETE - CALCESTRUZZO

- Class / **Classe**
Design compressive strength / **Resistenza a compressione fcd**
Strain at max strength ϵ_{c2} / **deformazione per la resistenza massima ϵ_{c2}**
Ultimate strain ϵ_{cu} / **Deformazione massima ϵ_{cu}**
Compression diagram stress-strain: Parabola-Rectangle
Diagramma sforzo deformazione a compressione: Parabola rettangolo
Mean elastic modulus E_{cm} / **Modulo elastic E_{cm}**
Mean tensile strength f_{ctm} / **Resistenza a trazione media f_{ctm}**
Es/Ec in SLS combination / **Es/Ec in combinazione SLS**
Stress limit Characteristic SLS / **Massima tensione per combinazione caratteristica SLS**
Stress limit Frequent SLS / **Massima tensione per combinazione frequente SLS**
wk lim =limit crack width Frequent SLS / **Limite ampiezza fessure combinazione frequente SLS**
Stress limit Quasi-Permanent SLS / **Massima tensione combinazione SLS quasi permanente**
wk lim =limit crack-width Quasi-Permanent SLS / **limite di ampiezza delle fessure in combinazione SLS quasi permanente**

STEEL - ACCIAIO

Longitudinal Bars and Stirrups / **Barre longitudinali e staffe**
Characteristic yield stress f_{yk} / **tensione di snervamento caratteristica f_{yk}**
Tensile strength f_{tk} / **Resistenza a trazione f_{tk}**
Design yield stress f_{yd} / **Sforzo di snervamento di progetto f_{yd}**
Design strength f_{td} / **Resistenza di progetto f_{td}**
Design ultimate strain ϵ_{su} / **Deformazione ultima ϵ_{su}**
Mean elastic modulus E_s / **Modulo elastico medio E_s**
SLS Charact. - S_s Limit: / **Combinazione SLS caratteristica limite σ**

GEOMETRIC AND REINFORCEMENT DATA / DATI DI GEOMETRIA E DELLE ARMATURE

Width / **Larghezza**
Depth / **Altezza**
Bottom bars / **Armature inferiori**
Top bars / **Armature superiori**
Low Cover (from centroid of bar) / **Copriferro inferiore (dal baricentro delle armature)**
Top Cover (from centroid of bar): / **Copriferro superiore (dal baricentro delle armature)**
Web Cover (from centroid of bar) / **Copriferro sull'anima (dal baricentro delle armature)**

ULTIMATE LIMIT STATE - DESIGN INTERNAL FORCES ASSIGNED FOR EACH COMBINATION / STATI LIMITE ULTIMI – AZIONI INTERNE SOLLECITANTI DI PROGETTO PER OGNI COMBINAZIONE

N	Design axial force [kN] applied in the concrete centroidal point (+ if compressive) Azione assiale sollecitante di progetto [kN] applicata nel baricentro della sezione di calcestruzzo (+ se in compressione)
Mx	Design moment force [kNm] around the x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section Momento sollecitante di progetto [kN m] attorno all'asse x con direzione positiva se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
VY	Design shear [kN] in a direction parallel to the axis Y Taglio sollecitante di progetto [kN] / in direzione parallela all'asse Y
T	Design torsional Moment [kN m] / Momento torcente sollecitante di progetto

CHECKS RESULTS / RISULTATI DELLE VERIFICHE

Checks of section OK for all assigned combinations / Verifica con esito positive per tutte le combinazioni

Min edge cover of longitudinal bars / **Minimo ricoprimento delle barre longitudinali**

Min edge distance between longitudinal bars / **Minima distanza tra le barre longitudinali**

ULTIMATE LIMIT STATE - CHECKS FOR BENDING AND AXIAL FORCE / STATI LIMITE ULTIMI – VERIFICA A FLESSIONE E AZIONE ASSIALE

Check/Verifica	Result of check / Esito della verifica
N	Design axial force applied in the concrete centroid [kN] (+ if compressive) Azione assiale sollecitante di progetto [kN] applicata nel baricentro della sezione di calcestruzzo (+ se in compressione)
Mx	Design bending moment force [kNm] around x axis of reference Momento flettente sollecitante di progetto [kN m] intorno all'asse X
N ult	Axial capacity [kN] of section (+ if compressive) Azione assiale resistente di progetto della sezione [kN] (+ se di compressione)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis of reference Momento flettente resistente di progetto [kN m] intorno all'asse X
S.F.	Safety factor = vectorial ratio of (N ult, Mx ult) to (N, Mx). Check OK if such ratio is ≥ 1.0 Fattore di sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult) e (N, Mx). Controllato positivo se tale rapporto ≥ 1.0
Yneutral	Ordinate Y [cm] of neutral axis in the reference system Ordinata Y [cm] dell'asse neutro nel sistema di riferimento
Mx sn.	Yielding bending moment [kNm] Momento flettente di servamento [kN m]
x/d	Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section Rapporto tra la posizione dell'asse neutro e l'altezza efficace della sezione
D	Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [(5.10)EC2] Rapporto tra il momento redistribuito e il momento elastico della trave continua [(5.10)EC2]
As Tension	Area bars in tension zone [cm ²] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2] Area delle armature a trazione [cm ²] (trave) [tra parentesi is riporta l'area minima dall'equazione (9.1N) EC2]

ULTIMATE LIMIT STATE - STRAINS AT ULTIMATE STATE / STATI LIMITE ULTIMI – DEFORMAZIONI AGLI STATI LIMITE ULTIMI

ec max	Ultimate compressive strain in concrete Deformazione ultima a compressione
ec*	Strain in the concrete fiber at ec_2/ec_u of depth (if $ec^* > 0$ then the section is all compressed) Deformazione nella fibra di calcestruzzo nella posizione ec_2/ec_u ($ec^* > 0$ nel caso di sezione compressa)
Yc max	Ordinate in [cm] of the fiber corresponding to ec max Ordinata in [cm] della fibra corrispondente a ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive) Massima deformazione nelle barre di acciaio (+ se in compressione)
Ys max	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es max Ordinata [cm] della barra corrispondente a es max
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive) Minima deformazione nelle barre di acciaio (+ se in compressione)
Ys min	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es min Ordinata [cm] della barra corrispondente a es min

Comb.N.	ec max	ec *	Yc max	es max	Ys max	es min	Ys min
---------	--------	------	--------	--------	--------	--------	--------

COMBINATION OF RESISTANCE N. 1 : STRESS AND STRAIN AT ULTIMATE STATE / COMBINAZIONE RESISTENTE N.1: SFORZO E DEFORMAZIONE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

Concrete vertices: /Vertici sezione calcestruzzo

Vertex N.	Assigned numbers to concrete vertices			
Vertice N°	Si assegnano numeri ai vertici della sezione in calcestruzzo			
Xc, Yc	X-coordinate, Y-coordinate [cm] of vertices in the reference X,Y,O			
	Coordinate X e Y [cm] dei vertici nel riferimento X,Y,O			
Sc	Stress [Mpa] in each vertex (+ if compressive)			
	Sforzo [Mpa] in ciascun vertice (+ se in compressione)			
e c	Strain in each vertex			
	Deformazione nei vertici			
Vertex N.	Xc	Yc	Sc	e c
Vertice N.	Xc	Yc	Sc	e c

Longitudinal Bars: / Barre longitudinali

Bar N.	Number assigned to the bars			
	Numero assegnato alle barre			
Xs, Ys	X-coordinate, Y-coordinate [cm] of single bar in the reference X,Y,O			
	Coordinate X e Y [cm] dei vertici nel riferimento X,Y,O			
Ss	Stress [Mpa] in each bar (+ if compressive)			
	Sforzo [Mpa] in ciascuna barra (+ se in compressione)			
e s	Strain in each bar			
	Deformazione in ciascuna barra			
Bar N.	Xs	Ys	Ss	e s

7.4.2.2 Sezione S1 - Soletta superiore – nodo con piedritto

7.4.2.2.1 Stato Limite Ultimo

NOTA: Le forze normali sono trascurati a favore di sicurezza.

Sollecitazioni massimi in nodo:

Valore di progetto del momento flettente agente $M_{Ed} = - 51.16 \text{ kNm}$

Valore di progetto del taglio agente $V_{Ed} = 203.93 \text{ kN}$

Le verifiche sono fate con il software RC-SEC, con la verifica tagliente stata condotta non considerando armatura a taglio.

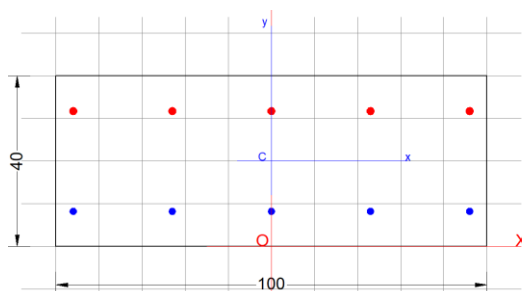
Sezione di calcolo 1.00x0.40

Armatura superiore 5 Ø 18

Armatura inferiore 5 Ø 20

Armatura a taglio Ø 12 /20

Copriferro superiore/inferiore (netto) 5.0 cm



GENERAL DATA OF PREDEFINED RC CROSS-SECTION

Section Name: Solleta_di_supr_Nodo.secEC

Section description:	
Reference code:	EN 1992-1-1 [EC2] Italian Annex
Exposure Class:	XA1 - Chemical attack (slight aggressive)
Structural member of belonging:	Beam (or slab) without stirrup [§6.2.1(4) EC2]
Section type:	Predefined section
Cross-section shape:	Rectangular
Stress path:	Constant axial force to achieve bending ULS
Reference of assigned forces:	Principal axes x,y of inertia

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C30/37
	Design compressive strength fcd:	17.0 MPa
	Strain at max strength ec2:	0.0020
	Ultimate strain ecu:	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rectangle
	Mean elastic modulus Ecm:	32836.6 MPa
	Mean tensile strength fctm:	2.9 MPa
	Es/Ec in SLS combination:	15.00
	Stress limit Characteristic SLS:	18.0 MPa
	Stress limit Frequent SLS:	18.0 MPa
	wk lim =limit crack width Frequent SLS:	0.300 mm
	Coeff. k3:	3.4000 § 7.3.4(3) EC2
	Coeff. k4:	0.4250 § 7.3.4(3) EC2
	Stress limit Quasi-Permanent SLS:	13.5 MPa
	wk lim =limit crack-width Quasi-Permanent SLS:	0.200 mm
STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C
	Characteristic yield stress fyk:	450.0 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

GEOMETRIC AND REINFORCEMENT DATA

Width:	100.0	cm
Depth:	40.0	cm
Bottom bars:	5Ø20	(15.7 cm ²)

Top bars:	5Ø18	(12.7 cm ²)
Low Cover (from centroid of bar):	8.4	cm
Top Cover (from centroid of bar):	8.3	cm
Web Cover (from centroid of bar):	4.0	cm

ULTIMATE LIMIT STATE - DESIGN INTERNAL FORCES ASSIGNED FOR EACH COMBINATION

N	Design axial force [kN] applied in the concrete centroidal point (+ if compressive)			
Mx	Design moment force [kNm] around the x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section			
VY	Design shear [kN] in a direction parallel to the axis Y			
T	Design torsional Moment [kN m]			

Comb.N.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	-51.16	0.00	0.00
2	0.00	7.00	0.00	0.00

CHECKS RESULTS

Min edge cover of longitudinal bars:	3.0	cm
Min edge distance between longitudinal bars:	21.0	cm

ULTIMATE LIMIT STATE - CHECKS FOR BENDING AND AXIAL FORCE

Check	Result of check
N	Design axial force applied in the concrete centroid [kN] (+ if compressive)
Mx	Design bending moment force [kNm] around x axis of reference
N ult	Axial capacity [kN] of section (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis of reference
S.F.	Safety factor = vectorial ratio of (N ult, Mx ult) to (N, Mx). Check OK if such ratio is >=1.0
Yneutral	Ordinate Y [cm] of neutral axis in the reference system
Mx sn.	Yielding bending moment [kNm]
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 [(5.10)EC2]
As Tension	Area bars in tension zone [cm ²] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2]

As Tension Area bars in tension zone [cm²] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2]

Comb.N.	Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.	Y neutral	Mx sn.	x/d	D	As Tension
1	OK	0.00	-51.16	0.04	-166.06	3.246	6.3	-142.19	---	---	---
2	OK	0.00	7.00	-0.04	192.83	27.547	33.6	172.49	---	---	---

ULTIMATE LIMIT STATE - STRAINS AT ULTIMATE STATE

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)
Yc max	Ordinate in [cm] of the fiber corresponding to ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive)
Ys max	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es max
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive)
Ys min	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es min

Comb.N.	ec max	ec *	Yc max	es max	Ys max	es min	Ys min
1	0.00350	-0.00603	0.0	-0.00117	8.4	-0.01412	31.7
2	0.00350	-0.00589	40.0	-0.00104	31.7	-0.01380	8.4

Verifica a taglio

La verifica tagliente è stata condotta considerando uncini $\phi 12/20$ con 4 bracci ogni.

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
$h = 400$ mm	altezza	$\gamma_s = 1.15$	coeff. sicurezza
$c = 83$ mm	copriferro	$f_{yd} = 391.3$ MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 30$ MPa	resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:	
$\gamma_c = 1.50$	coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 5 \text{ } \emptyset 18$	$= 12.72 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0 \text{ } \emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 317$ mm	altezza utile	$A_{sl,3} = 0 \text{ } \emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 17.00$ MPa	resist. di calcolo		12.72 cm^2

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

$N_{ed} = 0.0$ kN $V_{ed} = 203.9$ kN

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2$ $k = 1.794 < 2$
 $v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ $v_{min} = 0.461$
 $\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02$ $\rho_1 = 0.004 < 0.02$
 $\sigma_{cp} = N_{ed}/A_c < 0.2 f_{cd}$ $\sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd}$

$V_{Rd} = (0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / g_c + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$
 $V_{Rd} = 156.4$ kN; (con $(v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 146.1$ kN)
 $V_{Rd} = 156.4$ 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. staffe

Armatura a taglio:

$A_{sw}/s =$ staffe $\emptyset 12$ mm con n° bracci (trasv) 4 passo 20 cm $= 0.226 \text{ cm}^2/\text{cm}$
 $V_{Rsd} = 0.90 \times d \times (A_{sw}/s) \times f_{yd} \times (\cotg \alpha + \cotg \theta) \times \text{sena}$
 $= 252.5$ kN

$f_{cd} = 8.50$ MPa resist. di calcolo ridotta
 $\alpha_c = 1.000$ coeff. maggiorativo

$V_{Rcd} = 0.90 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + \cotg^2 \alpha)$
 $= 1212.6$ kN
 $V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) = 252.5 > 203.9$ kN c.s. = 1.2

la sezione armata a taglio risulta verificata.

7.4.2.2.2 Stato Limite di Esercizio

Sollecitazioni massimi in nodo:

SLE Rara e SLD

Valore di progetto del momento flettente agente $M_{Ed} = - 34.71$ kNm

SLE Frequente

Valore di progetto del momento flettente agente $M_{Ed} = - 29.20$ kNm

SLE Quasi permanente

Valore di progetto del momento flettente agente $M_{Ed} = - 12.69$ kNm

La sezione è stata verificata con il software RC-Sec:

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

N Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)
Mx Moment force [kNm] around x axis
with positive direction if such as to compress the upper edge of the section

Comb.N.	N	Mx
1	0.00	-34.71
2	0.00	5.00

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

N Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)
Mx Moment force [kNm] around x axis
with positive direction if such as to compress the upper edge of the section

Comb.N.	N	Mx
1	0.00	-29.20
2	0.00	4.00

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

N Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)
Mx Moment force [kNm] around x axis
with positive direction if such as to compress the upper edge of the section

Comb.N.	N	Mx
1	0.00	-12.69

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Check Result of Check

Sc max	Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]
Yc max	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
Sc min	Min compression stress (+) in concrete [Mpa]
Yc min	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc min (reference X,Y,O)
Ss min	Min tension stress (-) of steel bars [Mpa]
Ys min	y-coordinate [cm] of centroid bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
hc eff.	Concrete depth [cm] in concrete tension area surrounding tension steel bars
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)
D bars	Mean spacing [cm] of bonded reinforcement [eq.(7.11) §7.3.4(3)EC2] (D bars = 0 indicates spacing > 5(c+O/2) and eq.(7.14) is pertinent)

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	2.58	0.0	0.00	9.1	-95.9	8.4	10.3	1030	12.7	20.8
2	OK	0.35	40.0	0.00	30.0	-11.4	31.7	10.1	1006	15.7	20.8

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Check	Result of check
e1	Greater concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
e2	Lesser concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
k1	= 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]
kt	= 0.6 for charact. and frequent SLS; = 0.4 for quasi-perm. SLS (Factor dependent on the duration of the load [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) EC2 according to national annex
k4	= 0.425 Coeff. in eq. (7.11) EC2 according to national annex
Ø c	Equivalent bar diameter [mm] cover [cm] to the tensile reinforcement [see eq.(7.11)(7.12) EC2]
r eff	Geometrical ratio $As\ eff / Ac\ eff$ [eq.(7.10) EC2]
e sm - e cm	Difference between the mean strain of tensile steel and concrete under the relevant combination [eq.(7.8)]
sr max	Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = 0.6 S_{max} / E_s
wk	Max final crack [mm] spacing
M 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 [kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00066	0	0.500	18 7.4	0.012	0.000288 (0.00029)	499	0.144	-85.13
2	OK	-0.00008	0	0.500	20 7.4	0.016	0.000034 (0.00003)	469	0.016	86.09

SLS FREQUENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	2.17	0.0	0.00	9.1	-80.6	8.4	10.3	1030	12.7	20.8
2	OK	0.28	40.0	0.00	30.0	-9.1	31.7	10.1	1006	15.7	20.8

SLS FREQUENT COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00055	0	0.500	18 7.4	0.012	0.000242 (0.00024)	499	0.121 (0.30)	-85.13
2	OK	-0.00006	0	0.500	20 7.4	0.016	0.000027 (0.00003)	469	0.013 (0.30)	86.09

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

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	0.94	0.0	0.00	9.1	-35.0	8.4	10.3	1030	12.7	20.8

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

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00024	0	0.500	18 7.4	0.012	0.000105 (0.00011)	499	0.052 (0.20)	-85.13

SLS - MINIMUM REINFORCEMENT AREAS FOR CRACK CONTROL (§ 7.3.2 EC2)

N.Comb.SLS combination number

Comb.Type	Region	k	kc	Ac eff	Ned	Sc	k1	Frc	As reg	As min
Frequent or Quasi-Permanent	Part of concrete section under consideration (Web/Flange)									
k	Coeff. wich take account of self-equilibrating stresses [see eq.(7.1) EC2]									
kc	Coeff. wich take account of stress distribution at cracking[see eq.(7.1) EC2]									
Ac eff	Area of concrete within tensile zone of the region under consideration just before cracking [(7.1)]									
Ned	SLS axial force (+ if compressive) acting on the region under consideration [kN]									
Sc	=Ned/Ac mean stress in the region of area Ac (web or rectangular section) [eq.(7.1)]									
Fcr	Absolute value of the tensile force [kN] within the flange at cracking due to the cracking moment [eq.(7.3)]									
k1	Coeff. considering the effect of axial forces on the stress (web or rectangular section) [eq.(7.2)]									
As reg	Area [cm²] of reinforcing steel within the tensile zone of region under consideration									
As min	Minimum Area [cm²] of reinforcing steel within the tensile zone of region under consideration required by eq. (7.1)									

Comb.N.	Comb.Type	Region	k	kc	Ac eff	Ned	Sc	k1	Frc	As reg	As min
1	Frequent	Web	0.72	0.40	2000	---	---	---	-291.27	12.7	3.7
2	Frequent	Web	0.72	0.40	2000	---	---	---	-288.00	15.7	3.7
1	Quasi-perm.	Web	0.72	0.40	2000	---	---	---	-291.27	12.7	3.7

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO					
	RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO					
OPERE IDRAULICHE DI ATTRAVERSAMENTO RELAZIONE DI CALCOLO 3/3	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D.26	DOCUMENTO CLID0000003	REV. A	FOGLIO 202 di 229

7.4.2.3 Sezione S2 - Soletta superiore – mezzeria

7.4.2.3.1 Stato Limite Ultimo

NOTA: Le forze normali sono trascurati a favore di sicurezza.

Sollecitazioni massimi in mezzeria:

Valore di progetto del momento flettente agente MEd = 50.33 kNm

Le verifiche sono fate con il software RC-SEC, con la verifica tagliente stata condotta non considerando armatura a taglio.

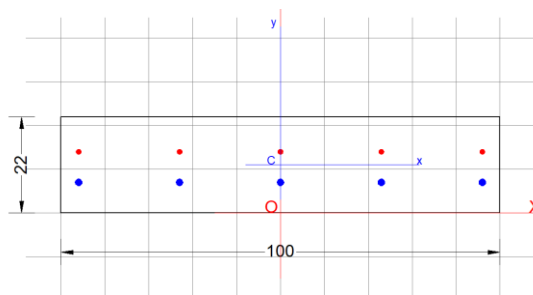
Sezione di calcolo 1.00x0.22

Armatura superiore 5 Ø 18

Armatura inferiore 5 Ø 20

Copriferro superiore/inferiore 5.0 cm

(netto)



GENERAL DATA OF PREDEFINED RC CROSS-SECTION

Section Name: Solleta_di_supr_Campata.secEC

Section description:	
Reference code:	EN 1992-1-1 [EC2] Italian Annex
Exposure Class:	XA1 - Chemical attack (slight aggressive)
Structural member of belonging:	Beam (or slab) without stirrup [§6.2.1(4) EC2]
Section type:	Predefined section
Cross-section shape:	Rectangular
Stress path:	Constant axial force to achieve bending ULS
Reference of assigned forces:	Principal axes x,y of inertia

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C30/37
	Design compressive strength fcd:	17.0 MPa
	Strain at max strength ec2:	0.0020
	Ultimate strain ecu:	0.0035

Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rectangle
Mean elastic modulus E_{cm} :	32836.6 MPa
Mean tensile strength f_{ctm} :	2.9 MPa
E_s/E_c in SLS combination:	15.00
Stress limit Characteristic SLS:	18.0 MPa
Stress limit Frequent SLS:	18.0 MPa
$w_k \lim$ =limit crack width Frequent SLS:	0.300 mm
Coeff. k_3 :	3.4000 § 7.3.4(3) EC2
Coeff. k_4 :	0.4250 § 7.3.4(3) EC2
Stress limit Quasi-Permanent SLS:	13.5 MPa
$w_k \lim$ =limit crack-width Quasi-Permanent SLS:	0.200 mm

STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C
	Characteristic yield stress f_{yk} :	450.0 MPa
	Tensile strength f_{tk} :	540.0 MPa
	Design yield stress f_{yd} :	391.3 MPa
	Design strength f_{td} :	391.3 MPa
	Design ultimate strain ϵ_{su} :	0.068
	Mean elastic modulus E_s :	200000.0 MPa
	SLS Charact. - S_s Limit:	360.00 MPa

GEOMETRIC AND REINFORCEMENT DATA

Width:	100.0	cm
Depth:	22.0	cm
Bottom bars:	5Ø20	(15.7 cm ²)
Top bars:	5Ø18	(12.7 cm ²)
Low Cover (from centroid of bar):	8.4	cm
Top Cover (from centroid of bar):	8.3	cm
Web Cover (from centroid of bar):	4.0	cm

ULTIMATE LIMIT STATE - DESIGN INTERNAL FORCES ASSIGNED FOR EACH COMBINATION

N	Design axial force [kN] applied in the concrete centroidal point (+ if compressive)			
Mx	Design moment force [kNm] around the x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section			
Vy	Design shear [kN] in a direction parallel to the axis Y			
T	Design torsional Moment [kN m]			
Comb.N.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	50.33	0.00	0.00

CHECKS RESULTS

Min edge cover of longitudinal bars:	3.0	cm
Min edge distance between longitudinal bars:	3.4	cm

ULTIMATE LIMIT STATE - CHECKS FOR BENDING AND AXIAL FORCE

Check	Result of check
N	Design axial force applied in the concrete centroid [kN] (+ if compressive)
Mx	Design bending moment force [kNm] around x axis of reference
N ult	Axial capacity [kN] of section (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis of reference
S.F.	Safety factor = vectorial ratio of (N ult, Mx ult) to (N, Mx). Check OK if such ratio is ≥ 1.0
Yneutral	Ordinate Y [cm] of neutral axis in the reference system
Mx sn.	Yielding bending moment [kNm]

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 [(5.10)EC2]
As Tension	Area bars in tension zone [cm ²] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2]

As Tension Area bars in tension zone [cm²] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2]

Comb.N.	Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.	Y neutral	Mx sn.	x/d	D	As Tension
1	OK	0.00	50.33	0.16	82.20	1.633	15.6	75.19	---	---	---

ULTIMATE LIMIT STATE - STRAINS AT ULTIMATE STATE

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)
Yc max	Ordinate in [cm] of the fiber corresponding to ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive)
Ys max	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es max
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive)
Ys min	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es min

Comb.N.	ec max	ec *	Yc max	es max	Ys max	es min	Ys min
1	0.00350	-0.00166	22.0	-0.00104	13.7	-0.00394	8.4

7.4.2.3.2 Stato Limite di Esercizio

Sollecitazioni massimi in mezzera:

SLE Rara e SLD

Valore di progetto del momento flettente agente $M_{Ed} = 34.90$ kNm

SLE Frequente

Valore di progetto del momento flettente agente $M_{Ed} = 29.91$ kNm

SLE Quasi permanente

Valore di progetto del momento flettente agente $M_{Ed} = 14.94$ kNm

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

N	Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)
Mx	Moment force [kNm] around x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section

Comb.N.	N	Mx
1	0.00	34.90

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

N	Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)
Mx	Moment force [kNm] around x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section

Comb.N.	N	Mx
1	0.00	29.91

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

N Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)
Mx Moment force [kNm] around x axis
with positive direction if such as to compress the upper edge of the section

Comb.N.	N	Mx
1	0.00	14.94

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Check Result of Check
Sc max Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]
Yc max y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
Sc min Min compression stress (+) in concrete [Mpa]
Yc min y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc min (reference X,Y,O)
Ss min Min tension stress (-) of steel bars [Mpa]
Ys min y-coordinate [cm] of centroid bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
hc eff Concrete depth [cm] in concrete tension area surrounding tension steel bars
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)
D bars Mean spacing [cm] of bonded reinforcement [eq.(7.11) §7.3.4(3)EC2]
(D bars = 0 indicates spacing > 5(c+O/2) and eq.(7.14) is pertinent)

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	10.34	22.0	0.00	15.6	-173.9	13.7	5.2	520	15.7	20.8

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Check Result of check
e1 Greater concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
e2 Lesser concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
k1 = 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]
kt = 0.6 for charact. and frequent SLS; = 0.4 for quasi-perm. SLS (Factor dependent on the duration of the load [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) EC2 according to national annex
k4 = 0.425 Coeff. in eq. (7.11) EC2 according to national annex
Ø | c Equivalent bar diameter [mm] cover [cm] to the tensile reinforcement [see eq.(7.11)(7.12) EC2]
r eff Geometrical ratio As eff/Ac eff [eq.(7.10) EC2]
e sm - e cm Difference between the mean strain of tensile steel and concrete under the relevant combination [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
M crack First cracking bending moment [kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00189	0	0.500	20 7.4	0.030	0.000529 (0.00052)	364	0.193	24.23

SLS FREQUENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	8.86	22.0	0.00	15.6	-149.0	13.7	5.2	520	15.7	20.8

SLS FREQUENT COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00162	0	0.500	20 7.4	0.030	0.000447 (0.00045)	364	0.163 (0.30)	24.23

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

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	4.43	22.0	0.00	15.6	-74.4	13.7	5.2	520	15.7	20.8

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

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø c	r eff e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00081	0	0.500	20 7.4	0.030 0.000223 (0.00022)	364	0.081 (0.20)	24.23

SLS - MINIMUM REINFORCEMENT AREAS FOR CRACK CONTROL (§ 7.3.2 EC2)

N.Comb.SLS combination number

Comb.Type	Frequent or Quasi-Permanent
Region	Part of concrete section under consideration (Web/Flange)
k	Coeff. wich take account of self-equilibrating stresses [see eq.(7.1) EC2]
kc	Coeff. wich take account of stress distribution at cracking[see eq.(7.1) EC2]
Ac eff	Area of concrete within tensile zone of the region under consideration just before cracking [(7.1)]
Ned	SLS axial force (+ if compressive) acting on the region under consideration [kN]
Sc	=Ned/Ac mean stress in the region of area Ac (web or rectangular section) [eq.(7.1)]
Fcr	Absolute value of the tensile force [kN] within the flange at cracking due to the cracking moment [eq.(7.3)]
k1	Coeff. considering the effect of axial forces on the stress (web or rectangular section) [eq.(7.2)]
As reg	Area [cm ²] of reinforcing steel within the tensile zone of region under consideration
As min	Minimum Area [cm ²] of reinforcing steel within the tensile zone of region under consideration required by eq. (7.1)

Comb.N.	Comb.Type	Region	k	kc	Ac eff	Ned	Sc	k1	Frc	As reg	As min
1	Frequent	Web	1.00	0.40	1100	---	---	---	-158.77	15.7	2.8
1	Quasi-perm.	Web	1.00	0.40	1100	---	---	---	-158.77	15.7	2.8

7.4.2.4 Sezione S3, S4 - Piedritto – nodo con soletta superiore/ inferiore

NOTA: E' svolta solo una verifica strutturale dei piedritti, considerata valide sia per la sezione ai nodi superiori sia per quelli inferiori a causa delle sollecitazioni essendo quasi uguali.

7.4.2.4.1 S tato Limite Ultimo

Sollecitazioni massimi in nodo:

Valore di progetto del sforzo assiale	NEd = -40.30 kN
Valore di progetto del momento flettente agente	MEd = -61.41 kNm
Valore di progetto del taglio agente	VEd = 100.00 kN

Le verifiche sono fate con il software RC-SEC, con la verifica tagliente stata condotta non considerando armatura a taglio.

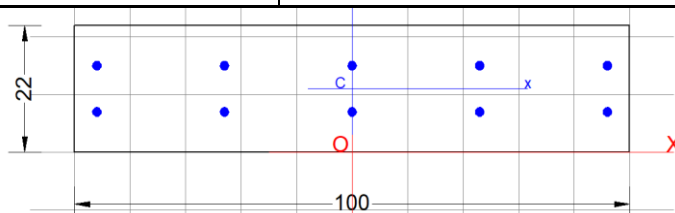
Sezione di calcolo 1.00x0.22

Armatura superiore 5 Ø 20

Armatura inferiore 5 Ø 20

Copriferro superiore/inferiore 5.0 cm

(netto)



GENERAL DATA OF PREDEFINED RC CROSS-SECTION

Section Name: Piedritti_Nodo.secEC

Section description:	
Reference code:	EN 1992-1-1 [EC2] Italian Annex
Exposure Class:	XA1 - Chemical attack (slight aggressive)
Structural member of belonging:	Beam (or slab) without stirrup [§6.2.1(4) EC2]
Section type:	Predefined section
Cross-section shape:	Rectangular
Stress path:	Constant axial force to achieve bending ULS
Reference of assigned forces:	Principal axes x,y of inertia

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C30/37
	Design compressive strength f_{cd} :	17.0 MPa
	Strain at max strength ϵ_{c2} :	0.0020
	Ultimate strain ϵ_{cu} :	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rectangle
	Mean elastic modulus E_{cm} :	32836.6 MPa
	Mean tensile strength f_{ctm} :	2.9 MPa
	Es/Ec in SLS combination:	15.00
	Stress limit Characteristic SLS:	18.0 MPa
	Stress limit Frequent SLS:	18.0 MPa
	wk lim =limit crack width Frequent SLS:	0.300 mm
	Coeff. k3:	3.4000 § 7.3.4(3) EC2
	Coeff. k4:	0.4250 § 7.3.4(3) EC2
	Stress limit Quasi-Permanent SLS:	13.5 MPa
	wk lim =limit crack-width Quasi-Permanent SLS:	0.200 mm
STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C
	Characteristic yield stress f_{yk} :	450.0 MPa
	Tensile strength f_{tk} :	540.0 MPa
	Design yield stress f_{yd} :	391.3 MPa
	Design strength f_{td} :	391.3 MPa
	Design ultimate strain ϵ_{su} :	0.068
	Mean elastic modulus Es:	200000.0 MPa
	SLS Charact. - Ss Limit:	360.00 MPa

GEOMETRIC AND REINFORCEMENT DATA

Width:	100.0	cm
Depth:	22.0	cm
Bottom bars:	5Ø20	(15.7 cm ²)
Top bars:	5Ø20	(15.7 cm ²)
Low Cover (from centroid of bar):	7.2	cm
Top Cover (from centroid of bar):	7.2	cm

Web Cover (from centroid of bar): 4.0 cm

ULTIMATE LIMIT STATE - DESIGN INTERNAL FORCES ASSIGNED FOR EACH COMBINATION

Comb.N.	N	Mx	Vy	MT
1	40.30	-61.41	0.00	0.00

N Design axial force [kN] applied in the concrete centroidal point (+ if compressive)
 Mx Design moment force [kNm] around the x axis
 with positive direction if such as to compress the upper edge of the section
 Vy Design shear [kN] in a direction parallel to the axis Y
 T Design torsional Moment [kN m]

CHECKS RESULTS

Checks of section OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars: 3.0 cm
 Min edge distance between longitudinal bars: 5.6 cm

ULTIMATE LIMIT STATE - CHECKS FOR BENDING AND AXIAL FORCE

Check	Result of check
N	Design axial force applied in the concrete centroid [kN] (+ if compressive)
Mx	Design bending moment force [kNm] around x axis of reference
N ult	Axial capacity [kN] of section (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis of reference
S.F.	Safety factor = vectorial ratio of (N ult, Mx ult) to (N, Mx). Check OK if such ratio is >=1.0
Yneutral	Ordinate Y [cm] of neutral axis in the reference system
Mx sn.	Yielding bending moment [kNm]
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 [(5.10)EC2]
As Tension	Area bars in tension zone [cm ²] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2]

Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.	Yneutral	Mx sn.	x/d	D	As Tension
1 OK	40.30	-61.41	40.16	-87.48	1.425	6.1	-80.76	---	---	---

ULTIMATE LIMIT STATE - STRAINS AT ULTIMATE STATE

Comb.N.	ec max	ec *	Yc max	es max	Ys max	es min	Ys min
1	0.00350	-0.00188	0.0	-0.00061	7.2	-0.00494	14.8

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)
 Yc max Ordinate in [cm] of the fiber corresponding to ec max
 es max Max strain in steel bars (+ if compressive)
 Ys max Ordinate [cm] of the bar corresponding to es max
 es min Min strain in steel bars (+ if compressive)
 Ys min Ordinate [cm] of the bar corresponding to es min

Verifica a taglio

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
$h = 220$ mm	altezza	$\gamma_s = 1.15$	coeff. sicurezza
$c = 72$ mm	copriferro	$f_{yd} = 391.3$ MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 30$ MPa	resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:	
$\gamma_c = 1.50$	coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 5 \text{ } \emptyset 20 = 15.71$	cm ²
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0 \text{ } \emptyset 0 = 0.00$	cm ²
$d = 148$ mm	altezza utile	$A_{sl,3} = 0 \text{ } \emptyset 0 = 0.00$	cm ²
$f_{cd} = 17.00$ MPa	resist. di calcolo		15.71 cm ²

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

$N_{ed} = 0.0$ kN $V_{ed} = 100.0$ kN

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$k = 1+(200/d)^{1/2} < 2$	$k = 2.000$	<2
$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	$v_{min} = 0.542$	
$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02$	$\rho_1 = 0.011$	<0.02
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd}$	$\sigma_{cp} = 0.00$	MPa fcd

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

$V_{Rd} = 112.6$ kN; (con $(v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 80.2$ kN)

$V_{Rd} = 112.6$ kN valore di calcolo

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

7.4.2.4.2 S tato Limite di Esercizio

Sollecitazioni massimi in nodo:

SLE Rara e SLD

Valore di progetto del momento flettente agente $M_{Ed} = -41.88$ kNm

SLE Frequente

Valore di progetto del momento flettente agente $M_{Ed} = -35.36$ kNm

SLE Quasi permanente

Valore di progetto del momento flettente agente $M_{Ed} = 17.16$ kNm

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

N	Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)
Mx	Moment force [kNm] around x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section

Comb.N.	N	Mx
1	60.00	-41.88
2	60.00	41.43

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

N Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)
Mx Moment force [kNm] around x axis
with positive direction if such as to compress the upper edge of the section

Comb.N.	N	Mx
1	95.00	35.36

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

N Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)
Mx Moment force [kNm] around x axis
with positive direction if such as to compress the upper edge of the section

Comb.N.	N	Mx
1	53.00	17.16

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Check Result of Check
Sc max Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]
Yc max y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
Sc min Min compression stress (+) in concrete [Mpa]
Yc min y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc min (reference X,Y,O)
Ss min Min tension stress (-) of steel bars [Mpa]
Ys min y-coordinate [cm] of centroid bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
hc eff. Concrete depth [cm] in concrete tension area surrounding tension steel bars
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)
D bars Mean spacing [cm] of bonded reinforcement [eq.(7.11) §7.3.4(3)EC2]
(D bars = 0 indicates spacing > 5(c+O/2) and eq.(7.14) is pertinent)

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	10.53	0.0	0.00	6.9	-183.2	7.2	5.1	505	15.7	21.4
2	OK	10.41	22.0	0.00	15.1	-181.0	14.8	5.0	505	15.7	21.4

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

CheckResult of check

e1 Greater concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
e2 Lesser concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
k1 = 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]
kt = 0.6 for charact. and frequent SLS; = 0.4 for quasi-perm. SLS (Factor dependent on the duration of the load [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) EC2 according to national annex
k4 = 0.425 Coeff. in eq. (7.11) EC2 according to national annex
Φ | c Equivalent bar diameter [mm] cover [cm] to the tensile reinforcement [see eq.(7.11)(7.12) EC2]
r eff Geometrical ratio As eff/Ac eff [eq.(7.10) EC2]
e sm - e cm Difference between the mean strain of tensile steel and concrete under the relevant combination [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
M crack First cracking bending moment [kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Φc	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00175	0	0.500	20 6.2	0.031	0.000584 (0.00055)	320	0.187	-26.39
2	OK	-0.00173	0	0.500	20 6.2	0.031	0.000573 (0.00054)	320	0.183	26.40

SLS FREQUENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	8.76	22.0	0.00	14.8	-139.4	14.8	4.9	494	15.7	21.4

SLS FREQUENT COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Φc	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00136	0	0.500	20 6.2	0.032	0.000418 (0.00042)	318	0.133 (0.30)	27.56

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

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	4.23	22.0	0.00	14.7	-65.3	14.8	4.9	490	15.7	21.4

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

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Φc	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00064	0	0.500	20 6.2	0.032	0.000196 (0.00020)	317	0.062 (0.20)	27.96

SLS - MINIMUM REINFORCEMENT AREAS FOR CRACK CONTROL (§ 7.3.2 EC2)

N.Comb.SLS combination number

Comb.Type	Region	k	kc	Ac eff	Ned	Sc	k1	Frc	As reg	As min
Frequent or Quasi-Permanent	Part of concrete section under consideration (Web/Flange)	Coeff. wich take account of self-equilibrating stresses [see eq.(7.1) EC2]	Coeff. wich take account of stress distribution at cracking[see eq.(7.1) EC2]	Area of concrete within tensile zone of the region under consideration just before cracking [(7.1)]	SLS axial force (+ if compressive) acting on the region under consideration [kN]	=Ned/Ac mean stress in the region of area Ac (web or rectangular section) [eq.(7.1)]	Absolute value of the tensile force [kN] within the flange at cracking due to the cracking moment [eq.(7.3)]	Coeff. considering the effect of axial forces on the stress (web or rectangular section) [eq.(7.2)]	Area [cm ²] of reinforcing steel within the tensile zone of region under consideration	Minimum Area [cm ²] of reinforcing steel within the tensile zone of region under consideration required by eq. (7.1)
1	Web	1.00	0.37	1000	---	---	---	-145.39	15.7	2.4
1	Web	1.00	0.37	1000	---	---	---	-143.29	15.7	2.4

Comb.N.	Comb.Type	Region	k	kc	Ac eff	Ned	Sc	k1	Frc	As reg	As min
1	Frequent	Web	1.00	0.37	1000	---	---	---	-145.39	15.7	2.4
1	Quasi-perm.	Web	1.00	0.37	1000	---	---	---	-143.29	15.7	2.4

7.4.2.5 Sezione S5 - Piedritto – mezzeria

7.4.2.5.1 Stato Limite Ultimo

Sollecitazioni massimi in mezzeria:

Valore di progetto del sforzo assiale $N_{Ed} = - 56.00 \text{ kNm}$

Valore di progetto del momento flettente agente $M_{Ed} = 20.00 \text{ kNm}$

Le verifiche sono fate con il software RC-SEC, con la verifica tagliente stata condotta non considerando armatura a taglio.

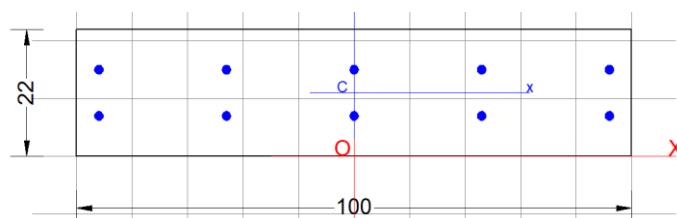
Sezione di calcolo 1.00x0.22

Armatura superiore 5 Ø 20

Armatura inferiore 5 Ø 20

Copriferro superiore/inferiore 5.0 cm

(netto)



GENERAL DATA OF PREDEFINED RC CROSS-SECTION

Section Name: Piedritti_Campata.secEC

Section description:	
Reference code:	EN 1992-1-1 [EC2] Italian Annex
Exposure Class:	XA1 - Chemical attack (slight aggressive)
Structural member of belonging:	Beam (or slab) without stirrup [§6.2.1(4) EC2]
Section type:	Predefined section
Cross-section shape:	Rectangular
Stress path:	Constant ratio M/N to achieve bending ULS
Reference of assigned forces:	Principal axes x,y of inertia

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C30/37
	Design compressive strength f_{cd} :	17.0 MPa
	Strain at max strength ϵ_{c2} :	0.0020
	Ultimate strain ϵ_{cu} :	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rectangle
	Mean elastic modulus E_{cm} :	32836.6 MPa
	Mean tensile strength f_{ctm} :	2.9 MPa
	E_s/E_c in SLS combination:	15.00
	Stress limit Characteristic SLS:	18.0 MPa
	Stress limit Frequent SLS:	18.0 MPa
	$w_k \lim$ =limit crack width Frequent SLS:	0.300 mm
	Coeff. k_3 :	3.4000 § 7.3.4(3) EC2
	Coeff. k_4 :	0.4250 § 7.3.4(3) EC2
	Stress limit Quasi-Permanent SLS:	13.5 MPa
	$w_k \lim$ =limit crack-width Quasi-Permanent SLS:	0.200 mm
STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C
	Characteristic yield stress f_{yk} :	450.0 MPa
	Tensile strength f_{tk} :	540.0 MPa
	Design yield stress f_{yd} :	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

GEOMETRIC AND REINFORCEMENT DATA

Width:	100.0	cm
Depth:	22.0	cm
Bottom bars:	5Ø20	(15.7 cm ²)
Top bars:	5Ø20	(15.7 cm ²)
Low Cover (from centroid of bar):	7.2	cm
Top Cover (from centroid of bar):	6.9	cm
Web Cover (from centroid of bar):	4.0	cm

ULTIMATE LIMIT STATE - DESIGN INTERNAL FORCES ASSIGNED FOR EACH COMBINATION

N	Design axial force [kN] applied in the concrete centroidal point (+ if compressive)
Mx	Design moment force [kNm] around the x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section
VY	Design shear [kN] in a direction parallel to the axis Y
T	Design torsional Moment [kN m]

Comb.N.	N	Mx	Vy	MT
1	56.00	20.00	0.00	0.00

CHECKS RESULTS

Checks of section OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars:	3.0	cm
Min edge distance between longitudinal bars:	5.9	cm

ULTIMATE LIMIT STATE - CHECKS FOR BENDING AND AXIAL FORCE

Check	Result of check
N	Design axial force applied in the concrete centroid [kN] (+ if compressive)
Mx	Design bending moment force [kNm] around x axis of reference
N ult	Axial capacity [kN] of section (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis of reference
S.F.	Safety factor = vectorial ratio of (N ult, Mx ult) to (N, Mx). Check OK if such ratio is >=1.0
Yneutral	Ordinate Y [cm] of neutral axis in the reference system
Mx sn.	Yielding bending moment [kNm]
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 [(5.10)EC2]
As Tension	Area bars in tension zone [cm ²] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2]

As Tension Area bars in tension zone [cm²] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2]

Comb.N.	Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.	Y neutral	Mx sn.	x/d	D	As Tension
1	OK	56.00	20.00	273.49	97.68	4.884	15.3	75.19	---	---	---

ULTIMATE LIMIT STATE - STRAINS AT ULTIMATE STATE

	ec max	ec*	Yc max	es max	Ys max	es min	Ys min
ec max	Ultimate compressive strain in concrete						
ec*	Strain in the concrete fiber at $ec/2$ of depth (if $ec^* > 0$ then the section is all compressed)						
Yc max	Ordinate in [cm] of the fiber corresponding to ec max						
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive)						
Ys max	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es max						
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive)						
Ys min	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es min						
Comb.N.	ec max	ec *	Yc max	es max	Ys max	es min	Ys min
1	0.00350	-0.00143	22.0	-0.00010	15.1	-0.00423	7.2

7.4.2.5.2 Stato Limite di Esercizio

Sollecitazioni massimi in mezzeria:

SLE Rara e SLD

Valore di progetto del momento flettente agente $M_{Ed} = 14.00$ kNm

SLE Frequente

Valore di progetto del momento flettente agente $M_{Ed} = 12.00$ kNm

SLE Quasi permanente

Valore di progetto del momento flettente agente $M_{Ed} = 6.00$ kNm

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

	N	Mx
N	Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)	
Mx	Moment force [kNm] around x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section	
Comb.N.	N	Mx
1	69.00	14.00

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

	N	Mx
N	Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)	
Mx	Moment force [kNm] around x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section	
Comb.N.	N	Mx
1	113.00	12.00

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

	N	Mx
N	Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)	
Mx	Moment force [kNm] around x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section	
Comb.N.	N	Mx
1	72.00	6.00

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Check	Result of Check
Sc max	Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]
Yc max	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
Sc min	Min compression stress (+) in concrete [Mpa]
Yc min	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc min (reference X,Y,O)
Ss min	Min tension stress (-) of steel bars [Mpa]
Ys min	y-coordinate [cm] of centroid bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
hc eff.	Concrete depth [cm] in concrete tension area surrounding tension steel bars
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)
D bars	Mean spacing [cm] of bonded reinforcement [eq.(7.11) §7.3.4(3)EC2] (D bars = 0 indicates spacing > 5(c+O/2) and eq.(7.14) is pertinent)

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	3.34	22.0	0.00	14.2	-44.9	15.1	4.7	473	15.7	21.4

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Check	Result of check
e1	Greater concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
e2	Lesser concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
k1	= 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]
kt	= 0.6 for charact. and frequent SLS; = 0.4 for quasi-perm. SLS (Factor dependent on the duration of the load [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) EC2 according to national annex
k4	= 0.425 Coeff. in eq. (7.11) EC2 according to national annex
Ø c	Equivalent bar diameter [mm] cover [cm] to the tensile reinforcement [see eq.(7.11)(7.12) EC2]
r eff	Geometrical ratio As eff/Ac eff [eq.(7.10) EC2]
e sm - e cm	Difference between the mean strain of tensile steel and concrete under the relevant combination [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
M crack	First cracking bending moment [kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00046	0	0.500	20 6.2	0.033	0.000135 (0.00013)	313	0.042	30.13

SLS FREQUENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	2.66	22.0	0.00	12.3	-21.3	15.1	4.1	411	15.7	21.4

SLS FREQUENT COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00026	0	0.500	20 6.2	0.038	0.000064 (0.00006)	300	0.019 (0.30)	36.57

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

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	1.27	22.0	0.00	10.9	-6.4	15.1	3.6	363	15.7	21.4

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

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	σ_c	σ_{eff}	$\sigma_{sm} - \sigma_{cm}$	$\sigma_{sr max}$	wk	M crack
1	OK	-0.00009	0	0.500	20 6.2	0.043	0.000019 (0.00002)	289	0.006 (0.20)	41.70

SLS - MINIMUM REINFORCEMENT AREAS FOR CRACK CONTROL (§ 7.3.2 EC2)

N.Comb.	SLS combination number
Comb.Type	Frequent or Quasi-Permanent
Region	Part of concrete section under consideration (Web/Flange)
k	Coeff. wich take account of self-equilibrating stresses [see eq.(7.1) EC2]
kc	Coeff. wich take account of stress distribution at cracking[see eq.(7.1) EC2]
Ac eff	Area of concrete within tensile zone of the region under consideration just before cracking [(7.1)]
Ned	SLS axial force (+ if compressive) acting on the region under consideration [kN]
Sc	=Ned/Ac mean stress in the region of area Ac (web or rectangular section) [eq.(7.1)]
Fcr	Absolute value of the tensile force [kN] within the flange at cracking due to the cracking moment [eq.(7.3)]
k1	Coeff. considering the effect of axial forces on the stress (web or rectangular section) [eq.(7.2)]
As reg	Area [cm ²] of reinforcing steel within the tensile zone of region under consideration
As min	Minimum Area [cm ²] of reinforcing steel within the tensile zone of region under consideration required by eq. (7.1)

Comb.N.	Comb.Type	Region	k	kc	Ac eff	Ned	Sc	k1	Frc	As reg	As min
1	Frequent	Web	1.00	0.28	750	---	---	---	-110.47	15.7	1.4
1	Quasi-perm.	Web	1.00	0.23	650	---	---	---	-96.89	15.7	1.0

7.4.2.6 Sezione S6 - Soletta inferiore – nodo con piedritto

7.4.2.6.1 Stato Limite Ultimo

NOTA: Le forze normali sono trascurati a favore di sicurezza.

Sollecitazioni massimi in nodo:

Valore di progetto del momento flettente agente $M_{Ed} = 63.97 \text{ kNm}$

Valore di progetto del taglio agente $V_{Ed} = 161.83 \text{ kN}$

Le verifiche sono fate con il software RC-SEC, con la verifica tagliente stata condotta non considerando armatura a taglio.

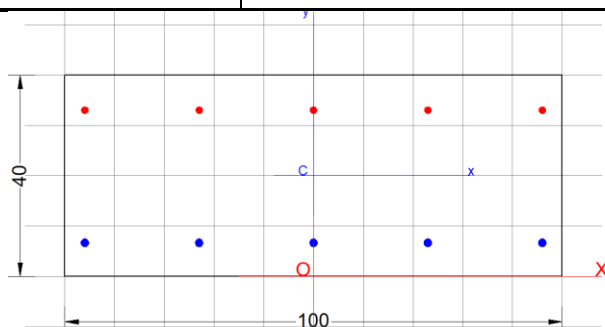
Sezione di calcolo 1.00x0.40

Armatura superiore 5 Ø 20

Armatura inferiore 5 Ø 18

Copriferro superiore/inferiore 5.0 cm

(netto)



GENERAL DATA OF PREDEFINED RC CROSS-SECTION

Section Name: Solleta di fondazione_Nodo.secEC

Section description:	
Reference code:	EN 1992-1-1 [EC2] Italian Annex
Exposure Class:	XA1 - Chemical attack (slight aggressive)
Structural member of belonging:	Beam (or slab) without stirrup [§6.2.1(4) EC2]
Section type:	Predefined section
Cross-section shape:	Rectangular
Stress path:	Constant ratio M/N to achieve bending ULS
Reference of assigned forces:	Principal axes x,y of inertia

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C30/37
	Design compressive strength fcd:	17.0 MPa
	Strain at max strength ec2:	0.0020
	Ultimate strain ecu:	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rectangle
	Mean elastic modulus Ecm:	32836.6 MPa
	Mean tensile strength fctm:	2.9 MPa
	Es/Ec in SLS combination:	15.00
	Stress limit Characteristic SLS:	18.0 MPa
	Stress limit Frequent SLS:	18.0 MPa
	wk lim =limit crack width Frequent SLS:	0.300 mm
	Coeff. k3:	3.4000 § 7.3.4(3) EC2
	Coeff. k4:	0.4250 § 7.3.4(3) EC2
	Stress limit Quasi-Permanent SLS:	13.5 MPa
wk lim =limit crack-width Quasi-Permanent SLS:	0.200 mm	
STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C
	Characteristic yield stress fyk:	450.0 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

GEOMETRIC AND REINFORCEMENT DATA

Width:	100.0	cm
Depth:	40.0	cm
Bottom bars:	5Ø18	(12.7 cm ²)
Top bars:	5Ø20	(15.7 cm ²)

Low Cover (from centroid of bar):	7.1	cm
Top Cover (from centroid of bar):	7.2	cm
Web Cover (from centroid of bar):	4.0	cm

ULTIMATE LIMIT STATE - DESIGN INTERNAL FORCES ASSIGNED FOR EACH COMBINATION

N	Design axial force [kN] applied in the concrete centroidal point (+ if compressive)
Mx	Design moment force [kNm] around the x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section
VY	Design shear [kN] in a direction parallel to the axis Y
T	Design torsional Moment [kN m]

Comb.N.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	63.97	0.00	0.00
2	0.00	-33.50	0.00	0.00

CHECKS RESULTS

Checks of section OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars:	3.0	cm
Min edge distance between longitudinal bars:	21.0	cm

ULTIMATE LIMIT STATE - CHECKS FOR BENDING AND AXIAL FORCE

Check	Result of check
N	Design axial force applied in the concrete centroid [kN] (+ if compressive)
Mx	Design bending moment force [kNm] around x axis of reference
N ult	Axial capacity [kN] of section (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis of reference
S.F.	Safety factor = vectorial ratio of (N ult, Mx ult) to (N, Mx). Check OK if such ratio is >=1.0
Yneutral	Ordinate Y [cm] of neutral axis in the reference system
Mx sn.	Yielding bending moment [kNm]
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 [(5.10)EC2]
As Tension	Area bars in tension zone [cm ²] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2]

As Tension Area bars in tension zone [cm²] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2]

Comb.N.	Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.	Y neutral	Mx sn.	x/d	D	As Tension
1	OK	0.00	63.97	-0.29	165.79	2.592	34.3	75.19	---	---	---
2	OK	0.00	-33.50	0.06	-195.52	5.837	5.9	172.49	---	---	---

ULTIMATE LIMIT STATE - STRAINS AT ULTIMATE STATE

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)
Yc max	Ordinate in [cm] of the fiber corresponding to ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive)
Ys max	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es max
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive)
Ys min	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es min

Comb.N.	ec max	ec *	Yc max	es max	Ys max	es min	Ys min
1	0.00350	-0.00701	40.0	-0.00091	32.8	-0.01667	7.1
2	0.00350	-0.00676	0.0	-0.00075	7.1	-0.01612	32.8

Verifica a taglio

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
$h = 400$ mm	altezza	$\gamma_s = 1.15$	coeff. sicurezza
$c = 72$ mm	copriferro	$f_{yd} = 391.3$ MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 30$ MPa	resist. caratteristica	Armadura longitudinale tesa:	
$\gamma_c = 1.50$	coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 5 \text{ } \emptyset$	$20 = 15.71 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0 \text{ } \emptyset$	$0 = 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 328$ mm	altezza utile	$A_{sl,3} = 0 \text{ } \emptyset$	$0 = 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 17.00$ MPa	resist. di calcolo		15.71 cm^2

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

$N_{ed} = 0.0$ kN $V_{ed} = 161.0$ kN

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2$ $k = 1.781$ < 2

$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ $v_{min} = 0.456$

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

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

MPa fcd

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

$V_{Rd} = 170.4$ kN; (con $(v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 149.4$ kN)

$V_{Rd} = 170.4$ kN valore di calcolo

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

7.4.2.6.2 Stato Limite di Esercizio

Sollecitazioni massimi in mezzeria:

SLE Rara e SLD

Valore di progetto del momento flettente agente $M_{Ed} = 44.13$ kNm

SLE Frequente

Valore di progetto del momento flettente agente $M_{Ed} = 37.80$ kNm

SLE Quasi permanente

Valore di progetto del momento flettente agente $M_{Ed} = 18.79$ kNm

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

N	Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)	
Mx	Moment force [kNm] around x axis	
	with positive direction if such as to compress the upper edge of the section	
Comb.N.	N	Mx
1	0.00	44.13
2	0.00	-23.00

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

Comb.N.	Assigned Internal Forces	
	N	Mx
1	0.00	37.80
2	0.00	-18.50

N: Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)
 Mx: Moment force [kNm] around x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section

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

Comb.N.	Assigned Internal Forces	
	N	Mx
1	0.00	18.79
2	0.00	-5.00

N: Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)
 Mx: Moment force [kNm] around x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Check	Result of Check
Sc max	Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]
Yc max	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
Sc min	Min compression stress (+) in concrete [Mpa]
Yc min	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc min (reference X,Y,O)
Ss min	Min tension stress (-) of steel bars [Mpa]
Ys min	y-coordinate [cm] of centroid bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
hc eff.	Concrete depth [cm] in concrete tension area surrounding tension steel bars
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)
D bars	Mean spacing [cm] of bonded reinforcement [eq.(7.11) §7.3.4(3)EC2] (D bars = 0 indicates spacing > 5(c+O/2) and eq.(7.14) is pertinent)

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	2.98	40.0	0.00	30.9	-117.7	32.8	10.3	1031	12.7	21.5
2	OK	1.44	0.0	0.00	9.9	-50.3	7.1	10.0	1004	15.7	21.5

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Check	Result of check
e1	Greater concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
e2	Lesser concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
k1	= 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]
kt	= 0.6 for charact. and frequent SLS; = 0.4 for quasi-perm. SLS (Factor dependent on the duration of the load [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) EC2 according to national annex
k4	= 0.425 Coeff. in eq. (7.11) EC2 according to national annex
Ø c	Equivalent bar diameter [mm] cover [cm] to the tensile reinforcement [see eq.(7.11)(7.12) EC2]
r eff	Geometrical ratio As eff/Ac eff [eq.(7.10) EC2]
e sm - e cm	Difference between the mean strain of tensile steel and concrete under the relevant combination [eq.(7.8)]
sr max	Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = 0.6 Smax / Es 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
M crack	First cracking bending moment [kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00076	0	0.500	18 6.2	0.012	0.000353 (0.00035)	459	0.162	86.88
2	OK	-0.00033	0	0.500	20 6.2	0.016	0.000151 (0.00015)	428	0.065	-87.97

SLS FREQUENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	2.56	40.0	0.00	30.9	-100.8	32.8	10.3	1031	12.7	21.5
2	OK	1.16	0.0	0.00	9.9	-40.4	7.1	10.0	1004	15.7	21.5

SLS FREQUENT COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00065	0	0.500	18 6.2	0.012	0.000302 (0.00030)	459	0.139 (0.30)	86.88
2	OK	-0.00027	0	0.500	20 6.2	0.016	0.000121 (0.00012)	428	0.052 (0.30)	-87.97

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

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	1.27	40.0	0.00	30.9	-50.1	32.8	10.3	1031	12.7	21.5
2	OK	0.33	0.0	0.00	12.0	-10.8	7.1	10.0	1000	15.7	21.5

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

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00033	0	0.500	18 6.2	0.012	0.000150 (0.00015)	459	0.069 (0.20)	86.88
2	OK	-0.00007	0	0.500	20 6.2	0.016	0.000033 (0.00003)	427	0.014 (0.20)	-87.97

SLS - MINIMUM REINFORCEMENT AREAS FOR CRACK CONTROL [§ 7.3.2 EC2]

N.Comb.	SLS combination number
Comb.Type	Frequent or Quasi-Permanent
Region	Part of concrete section under consideration (Web/Flange)
k	Coeff. wich take account of self-equilibrating stresses [see eq.(7.1) EC2]
kc	Coeff. wich take account of stress distribution at cracking[see eq.(7.1) EC2]
Ac eff	Area of concrete within tensile zone of the region under consideration just before cracking [(7.1)]
Ned	SLS axial force (+ if compressive) acting on the region under consideration [kN]
Sc	=Ned/Ac mean stress in the region of area Ac (web or rectangular section) [eq.(7.1)]
Fcr	Absolute value of the tensile force [kN] within the flange at cracking due to the cracking moment [eq.(7.3)]
k1	Coeff. considering the effect of axial forces on the stress (web or rectangular section) [eq.(7.2)]
As reg	Area [cm ²] of reinforcing steel within the tensile zone of region under consideration
As min	Minimum Area [cm ²] of reinforcing steel within the tensile zone of region under consideration required by eq. (7.1)

Comb.N.	Comb.Type	Region	k	kc	Ac eff	Ned	Sc	k1	Frc	As reg	As min
1	Frequent	Web	0.72	0.40	2000	---	---	---	-291.45	12.7	3.7
2	Frequent	Web	0.72	0.40	2000	---	---	---	-287.82	15.7	3.7
1	Quasi-perm.	Web	0.72	0.40	2000	---	---	---	-291.45	12.7	3.7
2	Quasi-perm.	Web	0.72	0.40	2000	---	---	---	-287.82	15.7	3.7

7.4.2.7 Sezione S7 - Soletta inferiore - mezzeria

7.4.2.7.1 Stato Limite Ultimo

NOTA: Le forze normali sono trascurati a favore di sicurezza.

Sollecitazioni massimi in mezzeria:

Valore di progetto del momento flettente agente $M_{Ed} = -56.53$ kNm

Le verifiche sono fate con il software RC-SEC, con la verifica tagliante stata condotta non considerando armatura a taglio.

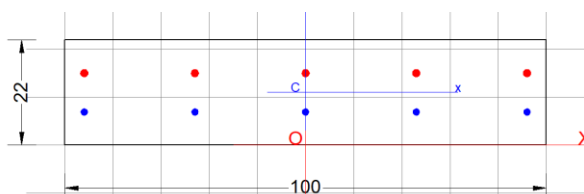
Sezione di calcolo 1.00x0.22

Armatura superiore 5 Ø 20

Armatura inferiore 5 Ø 18

Copriferro superiore/inferiore 5.0 cm

(netto)



GENERAL DATA OF PREDEFINED RC CROSS-SECTION

Section Name: Solleta di fondazione_Campata.secEC

Section description:	
Reference code:	EN 1992-1-1 [EC2] Italian Annex
Exposure Class:	XA1 - Chemical attack (slight aggressive)
Structural member of belonging:	Beam (or slab) without stirrup [§6.2.1(4) EC2]
Section type:	Predefined section
Cross-section shape:	Rectangular
Stress path:	Constant ratio M/N to achieve bending ULS
Reference of assigned forces:	Principal axes x,y of inertia

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C30/37
	Design compressive strength fcd:	17.0 MPa
	Strain at max strength ec2:	0.0020
	Ultimate strain ecu:	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rectangle
	Mean elastic modulus Ecm:	32836.6 MPa
	Mean tensile strength fctm:	2.9 MPa
	Es/Ec in SLS combination:	15.00
	Stress limit Characteristic SLS:	18.0 MPa
	Stress limit Frequent SLS:	18.0 MPa
	wk lim =limit crack width Frequent SLS:	0.300 mm
	Coeff. k3:	3.4000 § 7.3.4(3) EC2
	Coeff. k4:	0.4250 § 7.3.4(3) EC2
	Stress limit Quasi-Permanent SLS:	13.5 MPa
	wk lim =limit crack-width Quasi-Permanent SLS:	0.200 mm
STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C
	Characteristic yield stress fyk:	450.0 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

GEOMETRIC AND REINFORCEMENT DATA

Width:	100.0	cm
Depth:	22.0	cm
Bottom bars:	5Ø18	(12.7 cm ²)
Top bars:	5Ø20	(15.7 cm ²)
Low Cover (from centroid of bar):	6.9	cm
Top Cover (from centroid of bar):	7.2	cm
Web Cover (from centroid of bar):	4.0	cm

ULTIMATE LIMIT STATE - DESIGN INTERNAL FORCES ASSIGNED FOR EACH COMBINATION

N	Design axial force [kN] applied in the concrete centroidal point (+ if compressive)
Mx	Design moment force [kNm] around the x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section
VY	Design shear [kN] in a direction parallel to the axis Y
T	Design torsional Moment [kN m]

Comb.N.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	-56.53	0.00	0.00

CHECKS RESULTS

Checks of section OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars:	3.0	cm
Min edge distance between longitudinal bars:	6.0	cm

ULTIMATE LIMIT STATE - CHECKS FOR BENDING AND AXIAL FORCE

Check	Result of check
N	Design axial force applied in the concrete centroid [kN] (+ if compressive)
Mx	Design bending moment force [kNm] around x axis of reference
N ult	Axial capacity [kN] of section (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis of reference
S.F.	Safety factor = vectorial ratio of (N ult, Mx ult) to (N, Mx). Check OK if such ratio is >=1.0
Yneutral	Ordinate Y [cm] of neutral axis in the reference system
Mx sn.	Yielding bending moment [kNm]
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 [(5.10)EC2]
As Tension	Area bars in tension zone [cm ²] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2]

As Tension Area bars in tension zone [cm²] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2]

Comb.N.	Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.	Y neutral	Mx sn.	x/d	D	As Tension
1	OK	0.00	-56.53	0.27	-84.24	1.490	5.8	75.19	---	---	---

ULTIMATE LIMIT STATE - STRAINS AT ULTIMATE STATE

Comb.N.	ec max	ec*	Yc max	es max	Ys max	es min	Ys min
1	0.00350	-0.00223	0.0	-0.00069	6.9	-0.00549	14.8

Verifica a taglio

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
$h = 220$ mm	altezza	$\gamma_s = 1.15$	coeff. sicurezza
$c = 71$ mm	copriferro	$f_{yd} = 391.3$ MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 30$ MPa	resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:	
$\gamma_c = 1.50$	coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 5$ Ø	$18 = 12.72$ cm ²
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0$ Ø	$0 = 0.00$ cm ²
$d = 149$ mm	altezza utile	$A_{sl,3} = 0$ Ø	$0 = 0.00$ cm ²
$f_{cd} = 17.00$ MPa	resist. di calcolo		12.72 cm ²

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

$N_{ed} = 0.0$ kN $V_{ed} = 105.0$ kN

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2$ $k = 2.000$ < 2

$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ $v_{min} = 0.542$

$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02$ $\rho_1 = 0.009$ < 0.02

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

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

$V_{Rd} = 105.4$ kN; (con $(v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 80.8$ kN)

$V_{Rd} = 105.4$ kN valore di calcolo

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

7.4.2.7.2 Stato Limite di Esercizio

Sollecitazioni massimi in mezzera:

SLE Rara e SLD

Valore di progetto del momento flettente agente $M_{Ed} = -38.66$ kNm

SLE Frequente

Valore di progetto del momento flettente agente $M_{Ed} = -32.31$ kNm

SLE Quasi permanente

Valore di progetto del momento flettente agente $M_{Ed} = -13.28$ kNm

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

N Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)
Mx Moment force [kNm] around x axis
with positive direction if such as to compress the upper edge of the section

Comb.N.	N	Mx
1	0.00	-38.66

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

N	Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)	
Mx	Moment force [kNm] around x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section	
Comb.N.	N	Mx
1	0.00	-32.31

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

N	Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)	
Mx	Moment force [kNm] around x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section	
Comb.N.	N	Mx
1	0.00	-13.28

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Check	Result of Check										
Sc max	Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]										
Yc max	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc max (reference X,Y,O)										
Sc min	Min compression stress (+) in concrete [Mpa]										
Yc min	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc min (reference X,Y,O)										
Ss min	Min tension stress (-) of steel bars [Mpa]										
Ys min	y-coordinate [cm] of centroid bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)										
hc eff.	Concrete depth [cm] in concrete tension area surrounding tension steel bars										
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)										
D bars	Mean spacing [cm] of bonded reinforcement [eq.(7.11) §7.3.4(3)EC2] (D bars = 0 indicates spacing > 5(c+O/2) and eq.(7.14) is pertinent)										
Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	9.78	0.0	0.00	6.4	-191.1	6.9	5.2	519	15.7	21.6

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Check	Result of check										
e1	Greater concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section										
e2	Lesser concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section										
k1	= 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]										
kt	= 0.6 for charact. and frequent SLS; = 0.4 for quasi-perm. SLS (Factor dependent on the duration of the load [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) EC2 according to national annex										
k4	= 0.425 Coeff. in eq. (7.11) EC2 according to national annex										
Ø c	Equivalent bar diameter [mm] cover [cm] to the tensile reinforcement [see eq.(7.11)(7.12) EC2]										
r eff	Geometrical ratio As eff/Ac eff [eq.(7.10) EC2]										
e sm - e cm	Difference between the mean strain of tensile steel and concrete under the relevant combination [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										
M crack	First cracking bending moment [kNm]										
Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack	
1	OK	-0.00178	0	0.500	20 6.2	0.030	0.000616 (0.00057)	323	0.199	-25.20	

SLS FREQUENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	8.17	0.0	0.00	6.4	-159.7	6.9	5.2	519	15.7	21.6

SLS FREQUENT COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø c	r eff e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00149	0	0.500	20 6.2	0.030 0.000479 (0.00048)	323	0.155 (0.30)	-25.20

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

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	3.37	0.0	0.00	6.4	-65.7	6.9	5.2	519	15.7	21.6

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

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø c	r eff e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00061	0	0.500	20 6.2	0.030 0.000197 (0.00020)	323	0.064 (0.20)	-25.20

SLS - MINIMUM REINFORCEMENT AREAS FOR CRACK CONTROL (§ 7.3.2 EC2)

N.Comb.	SLS combination number
Comb.Type	Frequent or Quasi-Permanent
Region	Part of concrete section under consideration (Web/Flange)
k	Coeff. wich take account of self-equilibrating stresses [see eq.(7.1) EC2]
kc	Coeff. wich take account of stress distribution at cracking[see eq.(7.1) EC2]
Ac eff	Area of concrete within tensile zone of the region under consideration just before cracking [(7.1)]
Ned	SLS axial force (+ if compressive) acting on the region under consideration [kN]
Sc	=Ned/Ac mean stress in the region of area Ac (web or rectangular section) [eq.(7.1)]
Fcr	Absolute value of the tensile force [kN] within the flange at cracking due to the cracking moment [eq.(7.3)]
k1	Coeff. considering the effect of axial forces on the stress (web or rectangular section) [eq.(7.2)]
As reg	Area [cm ²] of reinforcing steel within the tensile zone of region under consideration
As min	Minimum Area [cm ²] of reinforcing steel within the tensile zone of region under consideration required by eq. (7.1)

Comb.N.	Comb.Type	Region	k	kc	Ac eff	Ned	Sc	k1	Frc	As reg	As min
1	Frequent	Web	1.00	0.40	1100	---	---	---	-158.68	15.7	2.8
1	Quasi-perm.	Web	1.00	0.40	1100	---	---	---	-158.68	15.7	2.8

7.4.2.8 Riepilogo verifiche a fessurazione

Verifiche a fessurazione - Comb. Rara.

Condizioni ambientali aggressive

Limite ap. fessure = w1 = 0.2 mm

	Arm. tesa		Arm. comp.		M [kNm/m]	wk [mm]
	1° strato	2° strato	1° strato	2° strato		
S2 - Soletta superiore - Mezzeria	5 Ø20	-	5 Ø18	-	34.90	0.193
S1 - Soletta superiore - Nodo	5 Ø20	-	5 Ø18	-	-34.71	0.144
S3,S4 - Piedritto - Nodo	5 Ø20	-	5 Ø20	-	-41.88	0.187
S5 - Piedritto - Mezzeria	5 Ø20	-	5 Ø20	-	14.00	0.042
S6 - Soletta inferiore - Nodo	5 Ø20	-	5 Ø18	-	44.13	0.162
S7 - Soletta inferiore - Mezzeria	5 Ø20	-	5 Ø18	-	-38.66	0.199

7.5 Incidenza armatura

La struttura scatolare presenta un' incidenza per gli elementi strutturali come segue:

- Soletta di copertura Nodo = 130 kg/m³;
- Soletta di copertura Mezzeria= 185 kg/m³;
- Piedritti Nodo = 200 kg/m³;
- Piedritti Mezzeria = 200 kg/m³;
- Soletta di fondazione Nodo = 110 kg/m³
- Soletta di fondazione Mezzeria = 185 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 stata considerata un'armatura longitudinale diffusa $\phi 12/10$ ed un incremento del 15% per tener conto della presenza di legature, spille e sovrapposizioni. Si incrementa, anche, l'incidenza dell'armatura con 20kg/m³ per tener conto dei distanziatori.

Geometria scatolare

Piedritti Nodo 0.22m

H _{sez1}	0.22	m
B _{sez}	1	m
L _{sez1}	1	m
Vol. per m di muro	0.22	m ³

Piedritti Mezzeria 0.22m

H _{sez}	0.22	m
B _{sez}	1	m
L _{sez}	1	m
Vol. per m di muro	0.22	m ³

Soletta di copertura Nodo 0.40m

H _{sez}	0.4	m
B _{sez}	1	m
L _{sez}	1	m
Vol. per m di muro	0.4	m ³
Peso acciaio	7850	kg/m ³
Idennità di legature	0.15	

Soletta di copertura Mezzeria 0.22m

H _{sez}	0.22	m
------------------	------	---

B _{sez}	1	m
L _{sez}	1	m
Vol. per m di muro	0.22	m ³

Piedritti Nodo 0.22m (per m di tombino)

	φ	A	n° barre	peso
	mm	m ²	-	kg/m
Lati interni, arm. verticale	20	0.000314	5	12.331
Lato esterni arm. verticale	20	0.000314	5	12.331
Lato interni, arm. orizzontale	12	0.000113	5	4.439
Lato esterni arm. Orizzontale	12	0.000113	5	4.439
Uncini	0	0	0	0.000
Incidenza paramento	195.32	kg/m³		

Piedritti Mezzeria 0.22m (per m di tombino)

	φ	A	n° barre	peso
	mm	m ²	-	kg/m
Lati interni, arm. verticale	20	0.000314	5	12.331
Lato esterni arm. verticale	20	0.000314	5	12.331
Lato interni, arm. orizzontale	12	0.000113	5	4.439
Lato esterni arm. Orizzontale	12	0.000113	5	4.439
Uncini	0	0	0	0.000
Incidenza Soletta di cop.	195.32	kg/m³		

Soletta di copertura Nodo 0.40m (per m di tombino)

	φ	A	n° barre	peso
	mm	m ²	-	kg/m
Armatura superiore, dir. Principale	18	0.000254	5	9.988
Armatura inferiore, dir. Principale	20	0.000314	5	12.331
Armatura superiore, dir. Secondaria	12	0.000113	5	4.439
Armatura inferiore, dir. Secondaria	12	0.000113	5	4.439
Uncini	12	0.000113	5	5.682
Incidenza Soletta di fond.	126.03	kg/m³		

Soletta di copertura Mezzeria 0.22m (per m di tombino)

	φ	A	n° barre	peso
	mm	m ²	-	kg/m

OPERE IDRAULICHE DI ATTRAVERSAMENTO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLID0000003	A	229 di 229

RELAZIONE DI CALCOLO 3/3

Armatura superiore, dir. Principale	18	0.000254	5	9.988
Armatura inferiore, dir. Principale	20	0.000314	5	12.331
Armatura superiore, dir. Secondaria	12	0.000113	5	4.439
Armatura inferiore, dir. Secondaria	12	0.000113	5	4.439
Uncini	0	0	0	0.000

Incidenza Soletta di fond. **183.07 kg/m³**

Soletta di fondazione Nodo 0.40m

H _{sez1}	0.4	m
B _{sez}	1	m
L _{sez1}	1	m
Vol. per m di muro	0.4	m ³

Soletta di fondazione Nodo 0.40m

	φ mm	A m ²	n° barre -	peso kg/m
Armatura superiore, dir. Principale	20	0.000314	5	12.331
Armatura inferiore, dir. Principale	18	0.000254	5	9.988
Armatura superiore, dir. Secondaria	12	0.000113	5	4.439
Armatura inferiore, dir. Secondaria	12	0.000113	5	4.439
Uncini	0	0	0	0.000
Incidenza paramento	109.69	kg/m³		

Soletta di fondazione Mezzeria 0.22m

H _{sez1}	0.22	m
B _{sez}	1	m
L _{sez1}	1	m
Vol. per m di muro	0.22	m ³

Soletta di fondazione Mezzeria 0.22m

	φ mm	A m ²	n° barre -	peso kg/m
Armatura superiore, dir. Principale	20	0.000314	5	12.331
Armatura inferiore, dir. Principale	18	0.000254	5	9.988
Armatura superiore, dir. Secondaria	12	0.000113	5	4.439
Armatura inferiore, dir. Secondaria	12	0.000113	5	4.439
Uncini	0	0	0	0.000
Incidenza paramento	183.07	kg/m³		

INCIDENZA MEDIA: **170 kg/m³**