

COMMITTENTE:



ALTA
SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE
OBIETTIVO N. 443/01**

LINEA AV/AC TORINO – VENEZIA Tratta VERONA – PADOVA

Lotto funzionale Verona – Bivio Vicenza


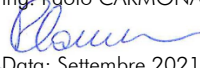
PROGETTO ESECUTIVO

SL - SOTTOPASSO



SL23 - SOTTOPASSO CICLOPEDONALE VIA BUGGIA AL KM 14+848.87

GENERALE


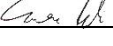


Relazione di calcolo scatolare

GENERAL CONTRACTOR		DIRETTORE LAVORI		SCALA -
IL PROGETTISTA INTEGRATORE  MALAVENDA Ingegnere di origine degli Ingegneri di Venezia n. 4289 Data: Settembre 2021	Consorzio Iricav Due ing. Paolo CARMONA  Data: Settembre 2021			

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.	FOGLIO
I N 1 7	1 2	E	I 2	CL	SL 2 3 0 0	0 0 1	A	- - - P - - -

	VISTO CONSORZIO IRICAV DUE	
	Firma	Data
	Luca RANDOLFI 	



Progettazione:

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	IL PROGETTISTA
A	EMISSIONE	CODING 	30/09/21	C. Pinti 	30/09/21	P. Luciani 	30/09/21	

CIG. 8377957CD1	CUP: J41E9100000009	File: IN1712EI2CLSL2300001A.DOC Cod. origine:
-----------------	---------------------	--





Progetto cofinanziato
dalla Unione Europea



<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	<p>Progetto</p> <p>IN17</p>	<p>Lotto</p> <p>12</p>	<p>Codifica</p> <p>EI2CLSL2300001</p>	<p>A</p>

INDICE

1	PREMESSA	4
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
3	UNITÀ DI MISURA	8
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	9
4.1	Calcestruzzo	9
4.2	Acciaio per armature ordinarie	9
4.3	Copriferrì	9
4.4	Durabilità e prescrizioni sui materiali	10
5	PARAMETRI SISMICI	11
6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	13
6.1	Rilevati e rinterri	13
6.2	Stratigrafia e parametri geotecnici	13
6.3	Liquefacibilita' dei terreni	14
7	GEOMETRIA DELLA STRUTTURA	15
8	ANALISI DEI CARICHI	16
8.1	Condizioni di carico	16
8.1.1	Peso proprio strutturale (PP)	16
8.1.2	Carichi permanenti portati (PERM)	16
8.1.3	Spinta del terreno (SPTSX e SPTDX)	17
8.1.4	Azioni della falda (SPTW)	18
8.1.5	Azioni termiche (TERM)	18
8.1.6	Ritiro (RITIRO)	18
8.1.7	Azioni variabili da traffico	19
8.1.8	Azioni sismiche	23
8.2	Combinazioni di carico	25
9	CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALI	32
9.1	Verifica agli Stati limite di Esercizio	32
9.1.1	Verifica a fessurazione	32
9.1.2	Verifica delle tensioni in esercizio	33
9.2	Verifica agli Stati Limite Ultimi	34
9.2.1	Sollecitazioni flettenti	34
9.2.2	Sollecitazioni taglianti	34
10	MODELLAZIONE STRUTTURALE	36
10.1	Codice di calcolo	36
10.2	Modello di calcolo	36
10.3	Interazione terreno-struttura	37

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	<p>Progetto</p> <p>IN17</p>	<p>Lotto</p> <p>12</p>	<p>Codifica</p> <p>EI2CLSL2300001</p>	<p>A</p>

11	ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI	38
12	VERIFICHE DI DEFORMAZIONE E VIBRAZIONE	43
12.1	Inflessione nel piano verticale dell'impalcato	43
12.2	Stato limite di comfort dei passeggeri	44
13	VERIFICHE DI RESISTENZA ULTIMA E DI ESERCIZIO	45
13.1	Soletta superiore – sezione di mezzeria	46
13.2	Soletta superiore – sezione di incastro	51
13.3	Soletta inferiore – sezione di mezzeria	56
13.4	Soletta inferiore – sezione di incastro	61
13.5	Piedritti – sezione di incastro inferiore	66
13.6	Piedritti – sezione di incastro superiore	71
13.7	Piedritti – sezione di mezzeria	76
14	VERIFICHE GEOTECNICHE	81
14.1	Verifica della capacità portante	81
14.2	Valutazione dei cedimenti	93
14.3	Verifica a sollevamento	94
15	DICHIARAZIONE SECONDO NTC2008 (§ 10.2)	97

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	<p>Progetto</p> <p>IN17</p>	<p>Lotto</p> <p>12</p>	<p>Codifica</p> <p>EI2CLSL2300001</p>	<p>A</p>

1 PREMESSA

La presente relazione afferisce ai calcoli e alle verifiche strutturali del prolungamento del sottopasso ferroviario ciclopedonale denominato 'SL23', ubicato in via Buggia al km 14+848.87, nell'ambito della redazione dei documenti tecnici relativi alla progettazione esecutiva della Linea AV/AC Verona - Padova, Sub tratta Verona – bivio Vicenza, 1° sub lotto Montebello Vicentino - Vicenza.

La struttura scatolare a canna singola è del tipo gettato in opera ed ha dimensioni interne 2.70 x 3.20 m, con soletta di copertura di spessore 0.50 m, piedritti di spessore 0.50 m e soletta di fondazione di spessore 0.60 m. La distanza tra la quota del piano del ferro e l'estradosso della soletta superiore è pari a 1.13 m. L'opera presenta uno sviluppo longitudinale, in attraversamento della sede ferroviaria, di 23.44 m.

In corrispondenza dell'asse binario la sezione del sottopasso presenta, in retto, uno spessore dei piedritti pari a 2.48 m.

L'asse del sottopasso risulta inclinato di 131.0° rispetto all'asse ferroviario (vi è pertanto un'inclinazione di 41.0° rispetto alla sezione in retto). Si individua nello stralcio planimetrico riportato a seguire l'ubicazione del sottovia in esame.

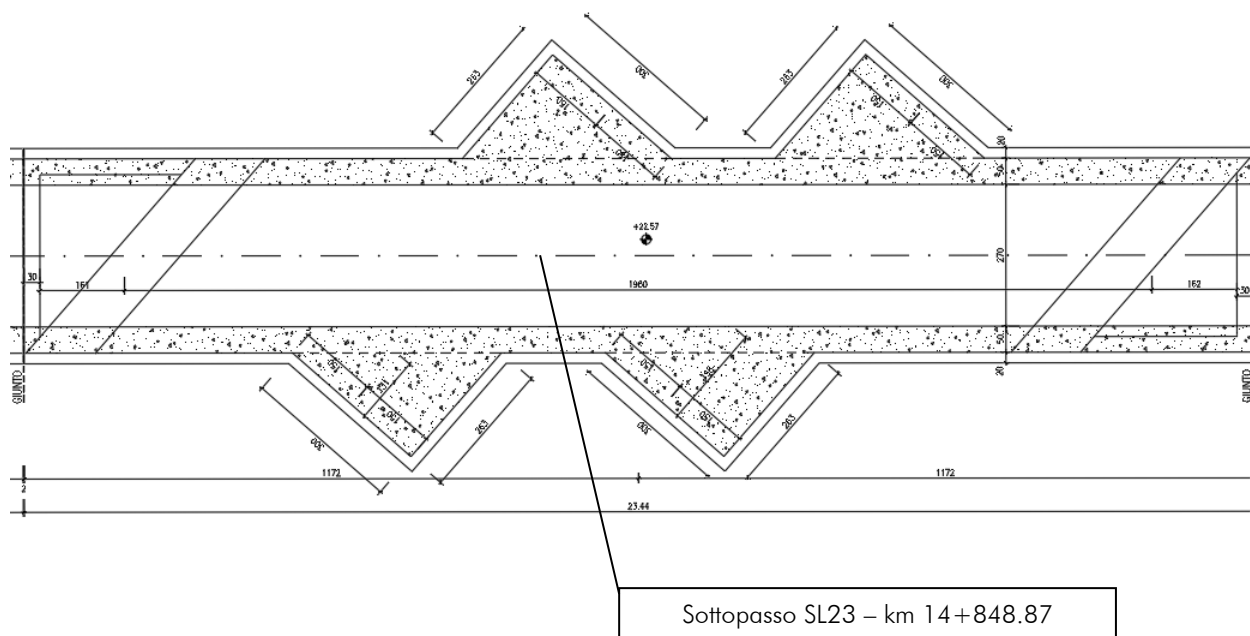


Figura 1.1: Stralcio planimetrico – Ubicazione sottopasso SL23

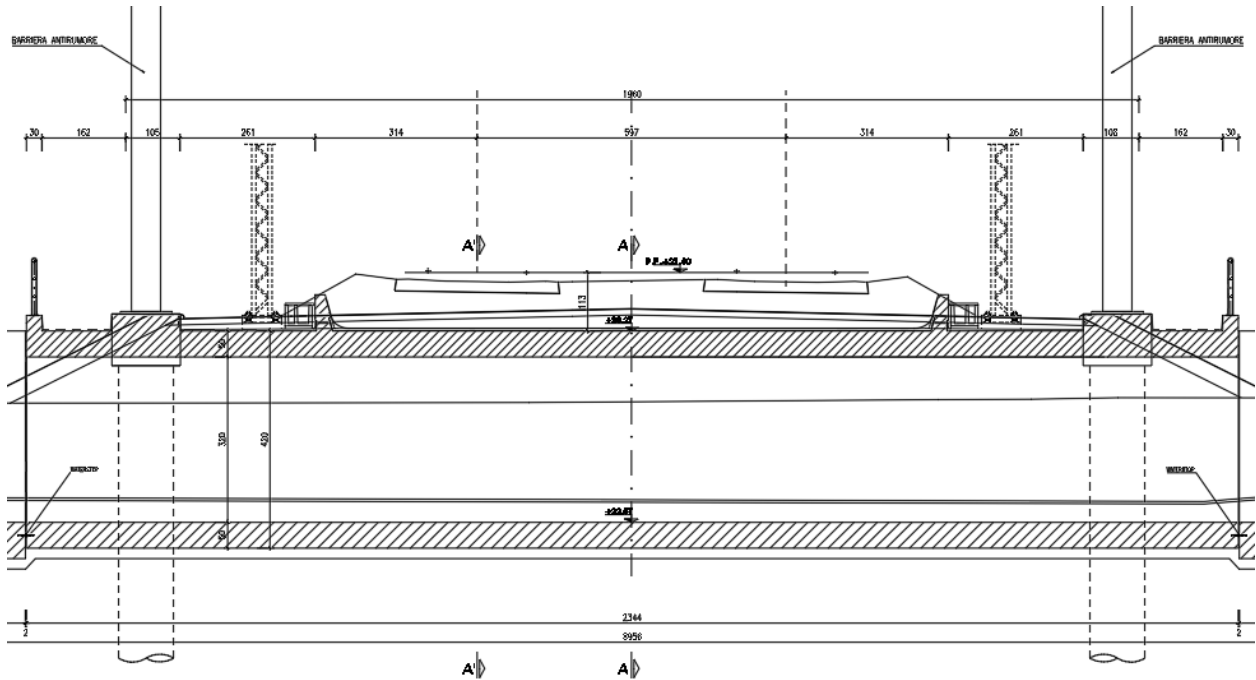


Figura 1.2: Sezione longitudinale sottopasso SL23

Si riporta la sezione di calcolo:

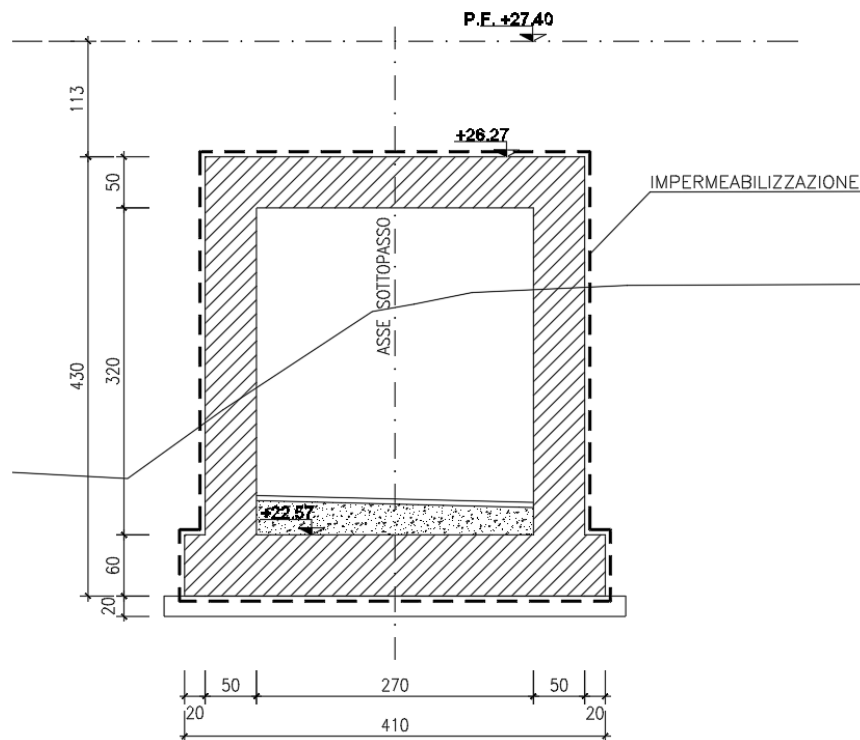




Figura 1.3: Sezione di calcolo sottopasso SL23

Si riporta per completezza la sezione del sottopasso in corrispondenza dell'asse binari:

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica EI2CLSL2300001</p>	<p>A</p>

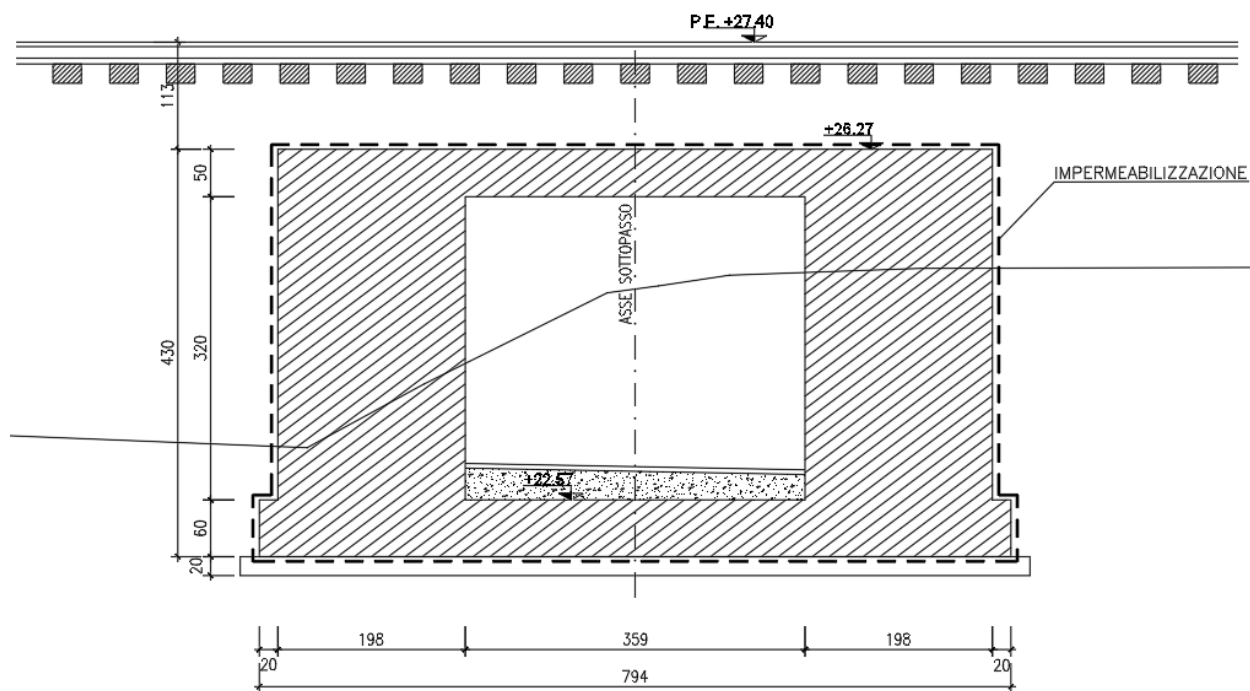




Figura 1.4: Sezione in asse binari sottopasso SL23 (obliqua)

Le strutture sono state progettate coerentemente con quanto previsto dalla normativa "Norme Tecniche per le Costruzioni"- DM 14.1.2008 e Circolare n .617 "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni".

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL2300001	A



2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

L'analisi dell'opera e le verifiche degli elementi strutturali sono state condotte in accordo con le disposizioni legislative in elenco e in particolare con le seguenti norme e circolari:

- Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008: "Norme Tecniche per le Costruzioni".
- Circolare M.LL.PP. n. 617 del 2 febbraio 2009: Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al Decreto Ministeriale del 14/01/2008".

Si è tenuto inoltre conto dei seguenti documenti:



- UNI EN 1990 – Giugno 2006: Eurocodice: Criteri generali di progettazione strutturale.
- UNI EN 1991-1-1 – Agosto 2004: Eurocodice 1 – Parte 1-1: Azioni in generale – Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi variabili.
- UNI EN 1991-1-4 – Luglio 2005: Eurocodice 1. Azioni sulle strutture. Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento.
- UNI EN 1992-1-1 – Novembre 2005: Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 1992-2 – Gennaio 2006: Eurocodice 2. Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Parte 2: Ponti di calcestruzzo – Progettazione e dettagli costruttivi.
- UNI-EN 1997-1 – Febbraio 2005: Eurocodice 7. Progettazione geotecnica. Parte 1: Regole generali.
- UNI-EN 1998-1 – Marzo 2005: Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.
- UNI-EN 1998-5 – Gennaio 2005: Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- Legge 5-11-1971 n° 1086: "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica".
- Legge. 2 febbraio 1974, n. 64.: "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
- UNI EN 206-1-2016: Calcestruzzo. "Specificazione, prestazione, produzione e conformità".
- UNI 11104:2016 "Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206".
- RFI DTC SI MA IFS 001 B – Dicembre 2017: Manuale di progettazione delle opere civili.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL2300001	A

3 UNITÀ DI MISURA

Le unità di misura usate nella presente relazione sono:

- lunghezze [m]
- forze [kN]
- momenti [kNm]
- tensioni [MPa]

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL2300001	A

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

4.1 CALCESTRUZZO

Per la realizzazione dello scatolare, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza 32/40 ($R_{ck} \geq 40.00 \text{ N/mm}^2$) che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)

$$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 33.20 \quad \text{N/mm}^2$$

Resistenza media a compressione

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.20 \quad \text{N/mm}^2$$

Modulo elastico

$$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 33643 \quad \text{N/mm}^2$$

Resistenza di calcolo a compressione

$$f_{cd} = a_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times f_{ck} / 1.5 = 18.81 \quad \text{N/mm}^2$$

Resistenza a trazione media

$$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3.10 \quad \text{N/mm}^2$$

Resistenza a trazione

$$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.17 \quad \text{N/mm}^2$$

Resistenza a trazione di calcolo

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.45 \quad \text{N/mm}^2$$

Resistenza a compressione (comb. Rara)

$$\sigma_c = 0.55 \times f_{ck} = 18.26 \quad \text{N/mm}^2$$

Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)

$$\sigma_c = 0.40 \times f_{ck} = 13.28 \quad \text{N/mm}^2$$

4.2 ACCIAIO PER ARMATURE ORDINARIE

Classe acciaio per armature ordinarie B450C

Tensione di snervamento caratteristica $f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$

Tensione caratteristica di rottura $f_t \geq 540 \text{ MPa}$



Modulo di elasticità $E_s = 210000 \text{ MPa}$

4.3 COPRIFERRI

Si riportano di seguito i copriferri nominali per le strutture in calcestruzzo armato:

Strutture di elevazione 5.0 cm

Strutture di fondazione 5.0 cm



GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica E12CLSL2300001	A

4.4 DURABILITÀ E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Si adotta quanto segue:

Fondazione	Classe di esposizione	XC2
Elevazione	Classe di esposizione	XC4

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL2300001	A

5 PARAMETRI SISMICI

Per la definizione dell'azione sismica occorre definire il periodo di riferimento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato. La vita nominale (V_N) dell'opera è stata assunta pari a 100 anni. La classe d'uso assunta è la III. Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso, vale:

$$V_R = V_N \times C_u = 100 \times 1.5 = 150 \text{ anni.}$$

Il valore di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente, è:

$$P_{VR} (SLV) = 10\%.$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R espresso in anni vale:

$$T_R (SLV) = - \frac{V_r}{\ln(1 - P_{VR})} = 1424 \text{ anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma o tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), è possibile definire i valori di a_g , F_0 , T^*c :

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);

Il calcolo viene eseguito con il metodo pseudostatico (N.T.C. par. 7.11.6). In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Le spinte delle terre, considerando lo scatolare una struttura rigida e priva di spostamenti (NTC par. 7.11.6.2.1 e EC8-5 par.7.3.2.1), sono calcolate in regime di spinta a riposo, condizione che comporta il calcolo delle spinte in condizione sismica con l'incremento dinamico di spinta del terreno calcolato secondo la formula di Wood:

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



L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, date dal prodotto delle forze di gravità per le accelerazioni sismiche massime attese al suolo, considerando la componente verticale agente verso l'alto o verso il basso, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.

I valori delle caratteristiche sismiche per lo SLV sono i seguenti:

Latitudine: 45.243965

Longitudine: 11.121540

$$a_g = 0.218 g;$$

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	<p>Progetto</p> <p>IN17</p>	<p>Lotto</p> <p>12</p>	<p>Codifica</p> <p>EI2CLSL2300001</p>	<p>A</p>

$$F_0 = 2.435;$$

$$T_c^* = 0.285 \text{ s.}$$

Il sottosuolo su cui insiste l'opera ricade in categoria sismica "C" e categoria topografica "T1". I coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica risultano quindi:

$$S_s = 1.382;$$

$$S_T = 1.0.$$

Risulta quindi:

$$a_{max} = 2.955 \text{ m/s}^2;$$

$$k_h = 0.218;$$

$$k_v = \pm 0.109$$



con:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

Nel caso in esame, poiché l'opera non è in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario.

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	12	EI2CLSL2300001	A

6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

6.1 RILEVATI E RINTERRI

Sono riassunte nel prospetto riportato di seguito le caratteristiche del terreno dei rilevati ferroviari esistenti e di nuova progettazione (con γ pari al peso specifico del terreno; γ_{sat} pari al peso specifico saturo del terreno; c' pari alla coesione; ϕ' pari all'angolo di attrito; K_0 coefficiente di spinta a riposo):

Parametri del rilevato ferroviario				
γ	γ_{sat}	c'	ϕ'	k_0
(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kPa)	(°)	(-)
20.00	20.00	0.0	38.0	0.384

6.2 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI

Si riportano di seguito le caratteristiche geotecniche relative al terreno di fondazione della tratta in cui ricade il sottopasso in esame, desunte dagli esiti delle indagini disponibili. Le formazioni indicate nei prospetti di seguito fanno riferimento alle unità geotecniche descritte nel seguente elenco:

- Unità 2 – Limi argillosi (da compatti a molto compatti);
- Unità 3b – Argilla limosa/Limo argilloso debolmente sabbioso;
- Unità 4 – Sabbie da limose a debolmente limose;
- Unità 6 – Ghiaie con sabbia.



La quota rispetto alla quale è individuata la stratigrafia riportata a seguire, corrispondente a 24.75 m s.l.m. , è assunta coincidente col p.c. locale dell'opera in esame intercettato sulla linea.

Per quanto riguarda la falda di progetto, questa è assunta alla quota di 23.01 m s.l.m. , ossia a circa 1.75 m dalla quota del p.c. locale. Per ulteriori dettagli circa la posizione della falda di progetto si faccia riferimento alla relazione geotecnica della WBS SL23 in oggetto.

Tabella 1 Stratigrafia e valori caratteristici dei parametri geotecnici di calcolo

Strato	Formazione	spessore strato	z_{base} strato	γ	ϕ'_k	c'_k	c_{uk}	E'	Note
		(m)	(m da p.c.)	(kN/m ³)	(°)	(kPa)	(kPa)	(kN/m ²)	
1	UG3b	5.5	5.5	17.5	26	0	25-50	4000 - 15000	
2	UG6	5.0	10.5	19	39	0	-	80000	
3	UG4	3.0	13.5	19	37	0	-	100000	
4	UG2	2.5	16.0	19	26	0-10	60-80	20000 - 40000	
5	UG4	14.0	30.0	19	37	0	-	100000	

z_w Profondità della falda dal p.c. locale 1.75 m

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	<p>Progetto</p> <p>IN17</p>	<p>Lotto</p> <p>12</p>	<p>Codifica</p> <p>EI2CLSL2300001</p>	<p>A</p>

LEGENDA

γ = peso di volume naturale;

ϕ_k' = valore caratteristico dell'angolo di attrito;



c_k' = valore caratteristico della resistenza al taglio in condizioni drenate;

c_{uk} = valore caratteristico della coesione non drenata;

E' = modulo elastico del terreno.

6.3 LIQUEFACIBILITA' DEI TERRENI

Non sono stati rilevati livelli di terreni potenzialmente liquefacibili in corrispondenza dell'opera in esame; per maggiori dettagli si rimanda alla relazione geotecnica relativa alla WBS in esame.



GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL2300001	A

7 GEOMETRIA DELLA STRUTTURA

Nel seguito sarà esaminata una striscia di scatolare avente lunghezza 1.00 m. Si riportano di seguito le dimensioni geometriche della sezione in retto.

Spessore medio del ballast + armamento	$H_b =$	1.13 m
Spessore sovrizzo in curva	$H_{sv} =$	0.00 m
Spessore sub-ballast	$H_{sb} =$	0.00 m
Spessore supercompattato	$H_{sc} =$	0.00 m
Spessore rinterro	$H_r =$	0.00 m
Spessore massetto impermeabilizzazione	$H_m =$	0.00 m
Larghezza totale dello scatolare	$L_{tot} =$	3.70 m
Larghezza utile dello scatolare	$L_{int} =$	2.70 m
Larghezza mensola di fondazione sinistra	$L_{msx} =$	0.20 m
Larghezza mensola di fondazione destra	$L_{mdx} =$	0.20 m
Spessore della soletta di copertura	$S_s =$	0.50 m
Spessore piedritti	$S_p =$	0.50 m
Spessore ritto centrale	$S_{pc} =$	0.00 m
Spessore della soletta di fondazione	$S_f =$	0.60 m
Altezza libera dello scatolare	$H_{int} =$	3.20 m
Altezza totale dello scatolare	$H_{tot} =$	4.30 m
Quota falda da intradosso fondazione	$H_w =$	1.04 m
Larghezza striscia di calcolo	$b =$	1.00 m

L'asse del sottopasso, come detto, risulta inclinato di 131.0° rispetto all'asse ferroviario.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL2300001	A

8 ANALISI DEI CARICHI

Nel seguente paragrafo si descrivono le condizioni di carico elementari assunte per l'analisi delle sollecitazioni e per le verifiche della struttura in esame. Tali condizioni di carico elementari saranno opportunamente combinate secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

calcestruzzo armato:	$\gamma_{c.a.}$	=	25 kN/m ³ ;
sovrastuttura ciclopedonale:	γ_{ril}	=	18 kN/m ³ ;
massicciata + armamento:	γ_b	=	18 kN/m ³ .

8.1 CONDIZIONI DI CARICO

8.1.1 Peso proprio strutturale (PP)

Il peso proprio delle solette e dei piedritti risulta:

Peso soletta superiore	$P_{ss} = 25.00 \times 0.50 = 12.50$	kN/m
Peso soletta inferiore	$P_{si} = 25.00 \times 0.60 = 15.00$	kN/m
Peso piedritti	$P_p = 25.00 \times 0.50 = 12.50$	kN/m
Peso setto centrale	$P_{sc} = 25.00 \times 0.00 = 0.00$	kN/m

8.1.2 Carichi permanenti portati (PERM)

8.1.2.1 Soletta superiore



Ballast e armamento	1.13 m	x	18.00 kN/mc =	20.34
kN/mq				
Sovralzo per linee in curva	0.00 m	x	20.00 kN/mc =	0.00 kN/mq
Sub-ballast	0.00 m	x	20.00 kN/mc =	0.00 kN/mq
Supercompattato	0.00 m	x	20.00 kN/mc =	0.00 kN/mq
Rinterro	0.00 m	x	20.00 kN/mc =	0.00 kN/mq
Massetto impermeabilizzazione	0.00 m	x	25.00 kN/mc =	0.00 kN/mq

Peso totale permanenti portati sulla soletta superiore:

$$P_{ps} = 20.34 \text{ kN/m}$$

Inoltre si considera, come carico concentrato nei nodi di connessione tra la soletta superiore e i piedritti, il carico permanente dovuto al peso della zona sovrastante la metà dello spessore del piedritto (la modellazione dello scatolare è stata fatta in asse piedritto):

$$\text{Peso ricoprimento per metà spessore piedritto } P_{ps,p} = 5.09 \text{ kN}$$

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	<p>Progetto</p> <p>IN17</p>	<p>Lotto</p> <p>12</p>	<p>Codifica</p> <p>EI2CLSL2300001</p>	<p>A</p>

8.1.2.2 Soletta inferiore

Sulla soletta inferiore sono stati considerati i carichi permanenti relativi alla sovrastruttura ciclopedonale:

Spessore medio sovrastruttura ciclopedonale	0.35 m
Peso specifico sovrastruttura ciclopedonale	18.00 kN/m ³
Peso sovrastruttura ciclopedonale	6.30 kN/m

8.1.3 Spinta del terreno (SPTSX e SPTDX)

La struttura è stata analizzata nella condizione di spinta a riposo.

$$K_0 = 0.384$$

La pressione del terreno è stata calcolata come:

$$P = (P_b + h_{\text{variabile}} \cdot \gamma_{\text{terreno_piedritto}}) \cdot K_0$$

al di sopra della falda

$$P = [P_b + h_{\text{variabile}} \cdot (\gamma_{\text{terreno_piedritto}} - \gamma_w)] \cdot K_0$$

al di sotto della falda

per cui risulta quanto segue.

Pressione estradosso soletta superiore	$P_1 = 7.82$ kN/m
Pressione in asse soletta superiore	$P_2 = 9.74$ kN/m
Pressione in asse soletta inferiore	$P_3 = 30.58$ kN/m
Pressione intradosso soletta inferiore	$P_4 = 31.73$ kN/m

Inoltre sono stati considerati, come carichi concentrati nei nodi della copertura e della fondazione, i contributi delle spinte del terreno esercitate su metà spessore delle soletta di copertura e di fondazione.

$$\text{Spinta semispessore soletta di copertura} \quad P_{H.t.cop} = 2.19 \text{ kN}$$

$$\text{Spinta semispessore soletta di fondazione} \quad P_{H.t.fond} = 9.35 \text{ kN}$$

Nella figura seguente si riportano i diagrammi di spinta del terreno agenti sui piedritti.

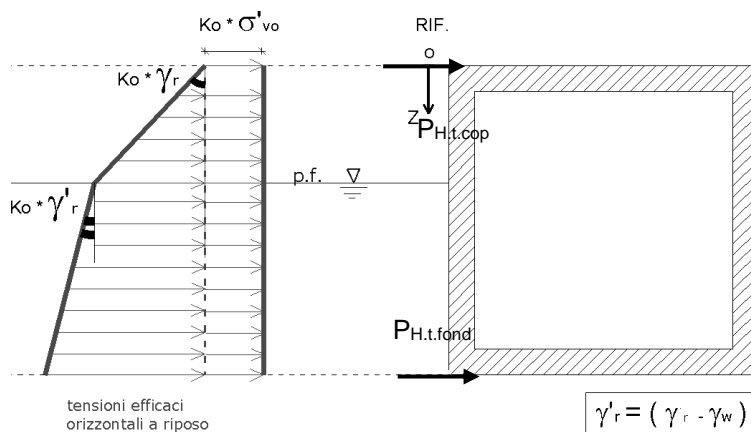




Figura 8.1: SPTSX

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL2300001	A

8.1.4 Azioni della falda (SPTW)

Qualora la falda sia posizionata al di sopra del piano di posa della fondazione si considera, in aggiunta alla spinta delle terre sopra definita, la spinta idrostatica esercitata dall'acqua sulle pareti verticali, pari a $S_w = \gamma_w * z$, e la sottospinta idraulica diretta verso l'alto sulla soletta inferiore, pari al prodotto del peso specifico dell'acqua, per l'altezza dello scatolare immerso, $P_w = \gamma_w * h_{imm}$.

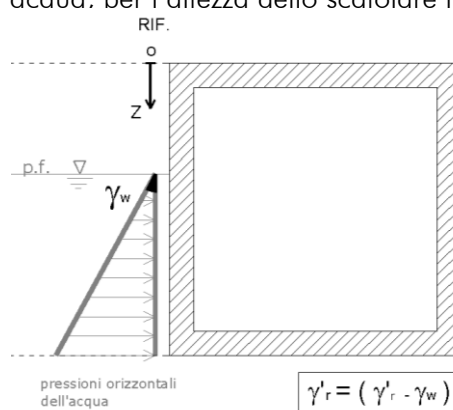


Figura 8.2: SPTW

8.1.5 Azioni termiche (TERM)

Sono stati considerati gli effetti dovuti alle variazioni termiche. In particolare, è stata considerata sulla soletta superiore una variazione termica uniforme di $\pm 15^\circ \text{C}$ ed una variazione termica nello spessore, tra estradosso ed intradosso, pari a $\Delta T_v = \pm 5^\circ \text{C}$. Il valore applicato della variazione termica uniforme viene ridotto di 1/3 per considerare gli effetti viscosi del calcestruzzo, ed è quindi pari a $\pm 5^\circ \text{C}$. Per il coefficiente di dilatazione termica si assume:

$$\alpha = 10 * 10^{-6} = 0.00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}.$$

8.1.6 Ritiro (RITIRO)

Il ritiro viene applicato mediante una variazione termica uniforme della copertura, in grado di produrre la stessa deformazione nel calcestruzzo.

I fenomeni di ritiro sono stati considerati agenti sulla sola soletta di copertura ed applicati nel modello come una variazione termica uniforme equivalente pari a:



$$\Delta T_{ritiro} = -8.77 \text{ } ^\circ\text{C}.$$

Di seguito i risultati delle analisi.

L'analisi delle sollecitazioni viene svolta per una striscia di larghezza unitaria, assumendo la dimensione convenzionale h_0 pari a $2 \times A_c/u$ ed un calcestruzzo C32/40.

Caratteristiche della sezione:

$$B = 1.00 \text{ m}$$

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	<p>Progetto</p> <p>IN17</p>	<p>Lotto</p> <p>12</p>	<p>Codifica</p> <p>EI2CLSL2300001</p>	<p>A</p>

$$H = 0.50 \text{ m}$$

Caratteristiche del cls a tempo zero:

$$f_{ck} = 33.20 \text{ N/mm}^2 \quad \text{classe del cls}$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.20 \text{ N/mm}^2 \quad \text{resistenza a compressione media}$$

Deformazione da ritiro:

$$U.R. = 75 \% \quad \text{umidità relativa}$$

$$\epsilon_{ca}(t=\infty) = -5.80E-05 \quad \text{ritiro autogeno}$$

$$\epsilon_{cd}(t=\infty) = -1.88E-04 \quad \text{ritiro per essiccamento}$$

$$\epsilon_r = \epsilon_{ca} + \epsilon_{cd} = -2.46E-04$$

Il ritiro viene considerato nel calcolo delle sollecitazioni come un'azione termica applicata alla soletta superiore di intensità pari a:

$$\alpha \times \Delta T \times E_c = \epsilon_r \times E_c / (1 + \varphi)$$

$$\Delta T = \epsilon_r / [\alpha \times (1 + \varphi)] = -2.46E-04 / [1.00E-05 \times (1 + 1.8)] = -8.77 \text{ }^\circ\text{C}$$

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

8.1.7 Azioni variabili da traffico



8.1.7.1 Coefficiente di incremento dinamico

Per il calcolo del coefficiente dinamico Φ si è fatto riferimento al paragrafo 2.5.1.4.2.5 del MdP RFI DTC SI PS MA IFS 001 C, tenendo conto di quanto riportato nella Tabella 2.5.1.4.2.5.3-1. In particolare, poiché la struttura ha altezza libera $< 5.0 \text{ m}$ e luce libera $< 8.0 \text{ m}$, considerando la linea con elevato standard manutentivo, vale quanto segue:

Lunghezza del trasverso	$L_{\text{soletta}} =$	2.70 m
Altezza dei piedritti	$H_{\text{int}} =$	3.20 m
Ricoprimento	$h_r =$	1.13 m
Lunghezza media	$L_m =$	3.03 m
Lunghezza caratteristica	$L_\Phi =$	3.94
Coeff. incremento dinamico	$\Phi_2 =$	1.20

In accordo alla normativa tale coefficiente dinamico viene ridotto in quanto il ricoprimento è superiore ad un metro; così facendo si ottiene un valore del coefficiente dinamico pari a:

$$\text{Coeff. incremento dinamico ridotto} \quad \Phi_2 = 1.19$$

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	<p>Progetto</p> <p>IN17</p>	<p>Lotto</p> <p>12</p>	<p>Codifica</p> <p>EI2CLSL2300001</p>	<p>A</p>

8.1.7.2 Larghezza di diffusione

Il sovraccarico ferroviario è stato distribuito dalla rotaia alla quota del piano medio della soletta di copertura assumendo che detta diffusione avvenga con rapporto 4/1 lungo il ballast ed 1/1 nel massetto delle pendenze e nelle strutture in c.a., con un aumento dell'impronta di carico pari a:

$$\Delta_d = 0.43 \text{ m}$$

La diffusione del carico in senso trasversale all'asse binario risulta dunque pari a:

$$L_d = 2.40 + 2 \Delta_d = 3.27 \text{ m}$$

8.1.7.3 Treno LM71 (ACCM_LM71)

Carichi verticali sulla soletta superiore

Il treno LM71 viene schematizzato da 4 assi da 250 kN disposti ad interasse di 1,60 m e da un carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni per una larghezza illimitata.

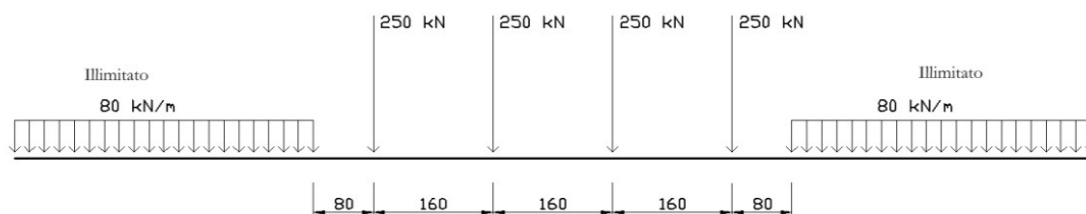


Figura 8.3: Treno LM71

La larghezza di diffusione in direzione longitudinale, considerando una larghezza della traversina pari a 0.30 m, risulta pari a:

$$L_l = 0.30 + 2 \times \Delta_d = 1.17 \text{ m}$$

Poiché la larghezza è minore dell'interasse degli assi (1.60 m), le larghezze di diffusione dei singoli assi non si sovrappongono..

Si assume una lunghezza totale di diffusione dei quattro carichi concentrati:

$$L_l = 5.67 \text{ m.}$$

Pertanto il carico ripartito dovuto al treno LM71 (considerando il coefficiente di adattamento $\alpha=1.1$ ed il coefficiente dinamico Φ) risulta:



Carico ripartito prodotto dalle forze concentrate $P_{V,Q1.cop} = 70.59 \text{ kN/m}$

Carico ripartito prodotto dal carico distribuito $P_{V,Q2.cop} = 31.99 \text{ kN/m}$

Considerando che lo scatolare ha una larghezza inferiore a 6.40 m, il carico dovuto al treno LM71 viene distribuito per tutta la larghezza dello scatolare.

8.1.7.4 Treno SW/2 (ACCM_SW2)

Carichi verticali sulla soletta superiore

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	<p>Progetto</p> <p>IN17</p>	<p>Lotto</p> <p>12</p>	<p>Codifica</p> <p>EI2CLSL2300001</p>	<p>A</p>

Tale carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante. Viene schematizzato da un carico lineare uniformemente ripartito di valore pari a 150 kN/m (coefficiente $\alpha = 1,00$):

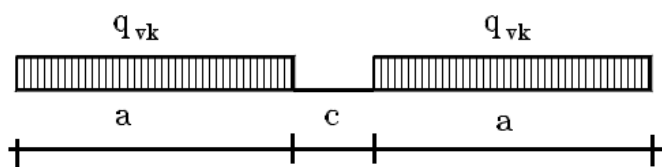


Figura 8.4: Treno di carico SW

Per la struttura scatolare in oggetto risulta:

$$q = q_{vk} / L_{d1} \times \phi = 54.53 \text{ kN/m}$$

Si considera il treno di carico SW/2 applicato su tutta la soletta superiore.

8.1.7.5 Numero di treni contemporanei

Conformemente a quanto riportato nel par. 5.2.3.1.2_Tab.5.2.III del DM 14.1.2008, si sono considerati due treni contemporanei sull'impalcato, sia per il traffico normale che per quello pesante.

Tabella 2: Carichi mobili in funzione del numero di binari presenti sul ponte - Tab.5.2.III del DM 14.1.2008

Numero di binari	Binari Carichi	Traffico normale		Traffico pesante ⁽²⁾
		caso a ⁽¹⁾	caso b ⁽¹⁾	
1	Primo	1,0 (LM 71 ⁺⁺ SW/0 ⁰)	-	1,0 SW/2
2	Primo	1,0 (LM 71 ⁺⁺ SW/0 ⁰)	-	1,0 SW/2
	secondo	1,0 (LM 71 ⁺⁺ SW/0 ⁰)	-	1,0 (LM 71 ⁺⁺ SW/0 ⁰)
≥ 3	Primo	1,0 (LM 71 ⁺⁺ SW/0 ⁰)	0,75 (LM 71 ⁺⁺ SW/0 ⁰)	1,0 SW/2
	secondo	1,0 (LM 71 ⁺⁺ SW/0 ⁰)	0,75 (LM 71 ⁺⁺ SW/0 ⁰)	1,0 (LM 71 ⁺⁺ SW/0 ⁰)
	Altri	-	0,75 (LM 71 ⁺⁺ SW/0 ⁰)	-

⁽¹⁾ LM71 “+” SW/0 significa considerare il più sfavorevole fra i treni LM 71, SW/0

⁽²⁾ Salvo i casi in cui sia esplicitamente escluso

8.1.7.6 Frenatura e avviamento (AVV e FREN)

Le forze di frenatura e di avviamento agiscono sulla sommità del binario nella direzione longitudinale.

Treno LM71



Avviamento $A_v = 33 \text{ kN/m}$

Carico distribuito su L_d :

$$q_{Av} = A_v \alpha / L_d = 14.73 \quad \text{kN/m}$$

Treno SW/2

Frenatura $A_v = 35 \text{ kN/m}$

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL2300001	A

Carico distribuito su L_d :

$$q_{Av} = A_v \alpha / L_d = 14.20 \text{ kN/m}$$

Inoltre sono state aggiunte, come carichi concentrati nei nodi della soletta di copertura, le seguenti forze:

Spinta semispessore soletta di copertura (avviamento) $Q_{aNODO} = 1.20 \text{ kN}$

Spinta semispessore soletta di copertura (frenatura) $Q_{fNODO} = 0.96 \text{ kN}$

Nel modello di calcolo si considera l'azione congruente al treno di carico verticale considerato. La spinta è applicata da sinistra verso destra per massimizzare gli effetti di sbilanciamento della struttura.

8.1.7.7 Spinta del sovraccarico sul rilevato (SPACCSX e SPACCDX)

Treno LM71

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

$$P_{H.Q.ritti} = (P_{V.Q1.cop} / \Phi) K_0 = 22.86 \text{ kN/m}$$

Anche in questo caso, sono stati aggiunti, come carichi concentrati nei nodi della copertura e della fondazione per la spinta sul piedritto sinistro e per la spinta sul piedritto destro, le seguenti forze:

Spinta semispessore soletta di copertura $P_{H.Q.cop} = 5.71 \text{ kN}$

Spinta semispessore soletta di fondazione $P_{H.Q.fond} = 6.86 \text{ kN}$

Treno SW/2

$$P_{H.Q.ritti} = (q_{sw/2} / \Phi) K_0 = 17.66 \text{ kN/m}$$

Anche in questo caso, sono stati aggiunti, come carichi concentrati nei nodi della copertura e della fondazione, le seguenti forze:

Spinta semispessore soletta di copertura $P_{H.Q.cop} = 4.41 \text{ kN}$

Spinta semispessore soletta di fondazione $P_{H.Q.fond} = 5.30 \text{ kN}$

8.1.7.8 Serpeggio (SERP)

La forza laterale indotta dal serpeggio si considera come una forza concentrata agente orizzontalmente, applicata alla sommità della rotaia più alta, perpendicolarmente all'asse del binario. Tale azione si applicherà sia in rettilineo che in curva. Il valore caratteristico di tale forza sarà assunto pari a $Q_{sk} = 100 \text{ kN}$ e la componente trasversale allo scatolare risulta:



$$Q_{\perp} = 100 \text{ kN} * \sin(41.00^\circ) = 65.61 \text{ kN}$$

Considerando la diffusione del carico, si avrà:

$$q_{serp} = Q_{\perp} / (L_d * L_{tot}) = 5.43 \text{ kN/m}^2.$$

8.1.7.9 Sovraccarichi accidentali sulla soletta di fondazione (ACC_SOLINF)

Si applica un carico uniformemente distribuito pari a 5 kPa , equivalente allo Schema di Carico 5 del § 5 delle NTC2008 (folla compatta).

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL2300001	A

8.1.7.10 Forza centrifuga

Considerando che la Forza Centrifuga è un'azione longitudinale (rispetto al sottopasso) e quindi non dimensionante per il dimensionamento trasversale dello scatolare, essa è stata trascurata.

8.1.7.11 Sghembo

Trattandosi di opere scatolari non si attendono deformazioni torsionali dell'impalcato e non è necessario alcun accorgimento nei confronti dello sghembo.

8.1.8 Azioni sismiche

8.1.8.1 Forze di inerzia:

Per il calcolo dell'azione sismica si è utilizzato il metodo dell'analisi pseudo-statica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k .

Le forze sismiche sono pertanto le seguenti:

$$\text{Forza sismica orizzontale} \quad F_h = k_h \times W$$

$$\text{Forza sismica verticale} \quad F_v = k_v \times W$$

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

$$k_h = a_{max}/g$$

$$k_v = \pm 0.5 \times k_h$$

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

$$G_1 + G_2 + \psi_{2i} Q_{ki}$$

Dove nel caso specifico si assumerà, per i carichi dovuti al transito dei convogli ferroviari, $\psi_{2i} = 0.2$. Come massa del treno è stato considerato il carico uniformemente distribuito sulla copertura di intensità maggiore tra LM71 e SW/2.

Pertanto avremo che:

Massa associata al peso proprio copertura	$G_1 =$	12.50 kN/m
Massa associata al carico permanente	$G_2 =$	20.34 kN/m
Massa treno	$Q_k =$	70.59 kN/m
Massa associata al peso proprio piedritti	$G_3 =$	12.50 kN/m
Massa associata al peso del setto centrale	$G_4 =$	0.00 kN/m



8.1.8.2 Forze sismiche orizzontali (SISMA_H)

Forza orizzontale sulla soletta di copertura (carico orizzontale uniformemente distribuito applicato alla soletta di copertura):

$$F'_h = k_h (G_1 + G_2 + \psi_{2i} Q_{ki}) = 10.24 \text{ kN/m}$$

Forza orizzontale sui piedritti (carico orizzontale uniformemente distribuito applicato ai piedritti):

$$F''_h = k_h G_p = 2.73 \text{ kN/m}$$

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL2300001	A

8.1.8.3 Forze sismiche verticali (SISMA_V)

Per la forza sismica verticale avremo analogamente (carico verticale uniformemente distribuito applicato alla soletta di copertura):

Forza verticale sulla soletta di copertura:

$$F'_v = k_v (G_1 + G_2 + \psi_{2i} Q_{ki}) = 5.12 \text{ kN/m}$$

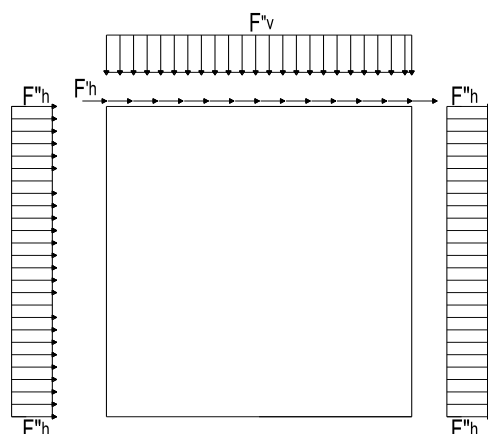


Figura 8.5: Forze sismiche agenti sulla struttura

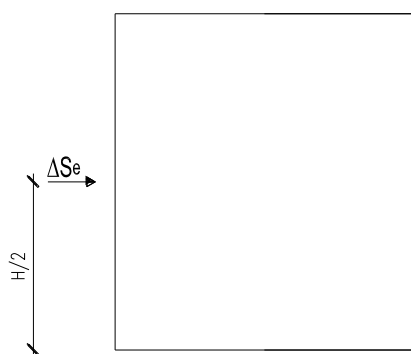
8.1.8.4 Spinta delle terre in fase sismica (SPSDX e SPSSX)

Le spinte delle terre sono state determinate con la teoria di Wood, secondo la quale la risultante dell'incremento di spinta per effetto del sisma su una parete di altezza H viene determinata con la seguente espressione:

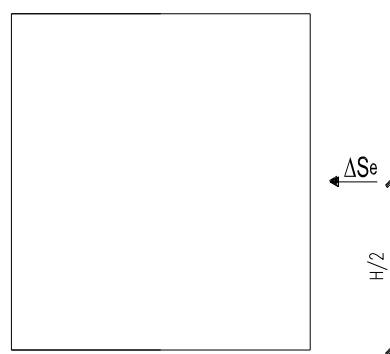
$$\Delta S_E = (a_{max}/g) \cdot \gamma \cdot H^2 = 80.6 \text{ kN/m}$$

con risultante applicata ad un'altezza pari ad H/2.

Sisma proveniente da sinistra



Sisma proveniente da destra





GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	12	EI2CLSL2300001	A

Figura 2.6: Spinta sismica del terreno secondo la teoria di Wood

Nel modello di calcolo si è applicato il valore della forza sismica per unità di superficie agente su un piedritto, pari a:

$$\Delta s_E = \Delta s_E / H = 18.7 \text{ kN/m}^2$$

8.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini delle verifiche degli stati limite si è fatto riferimento alle seguenti combinazioni delle azioni.

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

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

Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

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

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

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

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) a lungo termine:

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

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

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

Dove:



$$E = \pm 1.00 \times E_Y \pm 0.30 \times E_Z \quad \text{oppure} \quad E = \pm 0.30 \times E_Y \pm 1.00 \times E_Z$$

avendo indicato con E_Y e E_Z rispettivamente le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica.

Gli effetti dei carichi verticali, dovuti alla presenza dei convogli, vengono sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti di cui alla Tabella 5.2.IV del DM 14/01/2008 di seguito riportata. In particolare, per ogni gruppo viene individuata una azione dominante che verrà considerata per intero; per le altre azioni, vengono definiti diversi coefficienti di combinazione. Ogni gruppo massimizza una particolare condizione alla quale la struttura dovrà essere verificata.

Tabella 5.2.IV: Valutazione dei carichi da traffico (da DM 14/01/2008)

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			COMMENTI
	Carico Verticale (1)	Treno Scarico	Frenatura ed Avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1.0	-	0.5 (0.0)	1.0 (0.0)	1.0 (0.0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1.0	0.0	1.0 (0.0)	1.0 (0.0)	stabilità laterale

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	12	EI2CLSL2300001	A

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			COMMENTI
	Carico Verticale (1)	Treno Scarico	Frenatura ed Avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 3 (2)	1.0 (0.5)	-	1.0	0.5 (0.0)	0.5 (0.0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0.8 (0.6; 0.4)	-	0.8 (0.6; 0.4)	0.8 (0.6; 0.4)	0.8 (0.6; 0.4)	fessurazione

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.

Nelle tabelle sopra riportate è indicato un coefficiente per gli effetti a sfavore di sicurezza e, tra parentesi, un coefficiente, minore del precedente, per gli effetti a favore di sicurezza.

I coefficienti di amplificazione dei carichi γ e i coefficienti di combinazione ψ sono riportati nelle tabelle seguenti.

In particolare nel calcolo della struttura scatolare si è fatto riferimento alla combinazione A1 STR.

Di seguito viene riportata la Tabella 5.2.III delle NTC08 dove si mostrano i carichi mobili in funzione del numero di binari presenti:



Numero di binari	Binari Carichi	Traffico normale		Traffico pesante ⁽²⁾
		caso a ⁽¹⁾	caso b ⁽¹⁾	
1	Primo	1,0 (LM 71 "+ SW/0)	-	1,0 SW/2
	Primo	1,0 (LM 71 "+ SW/0)	-	1,0 SW/2
2	secondo	1,0 (LM 71 "+ SW/0)	-	1,0 (LM 71 "+ SW/0)
	Primo	1,0 (LM 71 "+ SW/0)	0,75 (LM 71 "+ SW/0)	1,0 SW/2
≥3	secondo	1,0 (LM 71 "+ SW/0)	0,75 (LM 71 "+ SW/0)	1,0 (LM 71 "+ SW/0)
	Altri	-	0,75 (LM 71 "+ SW/0)	-

⁽¹⁾ LM71 "+ SW/0 significa considerare il più sfavorevole fra i treni LM 71, SW/0

⁽²⁾ Salvo i casi in cui sia esplicitamente escluso

Si riporta la Tabella 5.2.V delle NTC08 dei coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico SLU:

Tabella 5.2.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica (da DM 14/01/2008)

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	12	EI2CLSL2300001	A

		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

Si riporta la Tabella 5.2.VI delle NTC08 in cui sono espressi i coefficienti di combinazione delle azioni:

Tabella 5.2.VI: Coefficienti di combinazione ψ delle azioni (da DM 14/01/2008)

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL2300001	A

Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione Ψ delle azioni

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	gr_1	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
Gruppi di	gr_2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
carico	gr_3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr_4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

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

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

Nella combinazione sismica le azioni indotte dal traffico ferroviario sono combinate con un coefficiente $\psi_2 = 0.2$ (paragrafo 5.1.3.12 del DM 14/01/2008) coerentemente con l'aliquota di massa afferente ai carichi da traffico.

Si riportano di seguito le combinazioni delle azioni maggiormente significative per la determinazione delle sollecitazioni più gravose.





<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	<p>Progetto</p> <p>IN17</p>	<p>Lotto</p> <p>12</p>	<p>Codifica</p> <p>EI2CLSL2300001</p>	<p>A</p>

Tabella 5: Combinazioni di carico SLV (01-08)

	SLV01	SLV02	SLV03	SLV04	SLV05	SLV06	SLV07	SLV08
PP	1	1	1	1	1	1	1	1
PERM	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTSX	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTDX	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTW	1	1	1	1	1	1	1	1
ACC_LM71	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
ACC_SW2	0	0	0	0	0	0	0	0
SPACCSX_LM71	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
SPACCDX_LM71	0	0	0	0	0	0	0	0
SPACCSX_SW2	0	0	0	0	0	0	0	0
SPACCDX_SW2	0	0	0	0	0	0	0	0
AVV_LM71	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
FREN_SW2	0	0	0	0	0	0	0	0
SERP	0	0	0	0	0	0	0	0
TERM	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
RITIRO	1	1	1	1	1	1	1	1
ACC_SOLINF	0	0	0	0	0	0	0	0
SISMA_H	1	1	-1	-1	0.3	0.3	-0.3	-0.3
SISMA_V	0.3	-0.3	0.3	-0.3	1	-1	1	-1
SPSSX	1	1	0	0	0.3	0.3	0	0
SPSDX	0	0	1	1	0	0	0.3	0.3

Tabella 6: Combinazioni di carico SLV (09-16)

	SLV09	SLV10	SLV11	SLV12	SLV13	SLV14	SLV15	SLV16
PP	1	1	1	1	1	1	1	1
PERM	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTSX	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTDX	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTW	1	1	1	1	1	1	1	1
ACC_LM71	0	0	0	0	0	0	0	0
ACC_SW2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
SPACCSX_LM71	0	0	0	0	0	0	0	0
SPACCDX_LM71	0	0	0	0	0	0	0	0
SPACCSX_SW2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
SPACCDX_SW2	0	0	0	0	0	0	0	0
AVV_LM71	0	0	0	0	0	0	0	0
FREN_SW2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
SERP	0	0	0	0	0	0	0	0
TERM	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
RITIRO	1	1	1	1	1	1	1	1
ACC_SOLINF	0	0	0	0	0	0	0	0
SISMA_H	1	1	-1	-1	0.3	0.3	-0.3	-0.3
SISMA_V	0.3	-0.3	0.3	-0.3	1	-1	1	-1
SPSSX	1	1	0	0	0.3	0.3	0	0
SPSDX	0	0	1	1	0	0	0.3	0.3

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL2300001	A

9 CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALI

Le verifiche di sicurezza strutturali sono state effettuate sulla base dei criteri definiti nelle vigenti norme tecniche - "Norme tecniche per le costruzioni"- DM 14.1.2008 -, tenendo inoltre conto delle integrazioni riportate nel "Manuale di progettazione delle opere civili".

In particolare vengono effettuate le verifiche agli stati limite di servizio, riguardanti gli stati tensionale e di fessurazione, ed allo stato limite ultimo. Le combinazioni di carico considerate ai fini delle verifiche sono quelle indicate nei precedenti paragrafi.

Si espongono di seguito i criteri di verifica adottati per le verifiche degli elementi strutturali in c.a..

9.1 VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

9.1.1 Verifica a fessurazione

Le verifiche a fessurazione sono eseguite adottando i criteri definiti nel paragrafo 4.1.2.2.4.5 del DM 14.1.2008, tenendo inoltre conto delle ulteriori prescrizioni riportate nel "Manuale di progettazione delle opere civili RFI".

Con riferimento alle classi di esposizione delle varie parti della struttura (si veda il paragrafo relativo alle caratteristiche dei materiali impiegati), alle corrispondenti condizioni ambientali ed alla sensibilità delle armature alla corrosione (armature sensibili per gli acciai da precompresso; poco sensibili per gli acciai ordinari), si individua lo stato limite di fessurazione per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture, in accordo con il DM 14.1.2008:



Le verifiche a fessurazione sono eseguite adottando i criteri definiti nel paragrafo 4.1.2.2.4.5 del DM 14.1.2008.

Con riferimento alle classi di esposizione delle varie parti della struttura (si veda il paragrafo relativo alle caratteristiche dei materiali impiegati), alle corrispondenti condizioni ambientali ed alla sensibilità delle armature alla corrosione (armature sensibili per gli acciai da precompresso; poco sensibili per gli acciai ordinari), si individua lo stato limite di fessurazione per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture, in accordo con il DM 14.1.2008:

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Figura 9.1: Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione - Tabella 4.1.IV del DM 14.1.2008

Nella Tabella sopra riportata, $w_1 = 0.2$ mm, $w_2 = 0.3$ mm; $w_3 = 0.4$ mm.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL2300001	A

Più restrittivi risultano i limiti di apertura delle fessure riportati nel “Manuale di progettazione delle opere civili”. L’apertura convenzionale delle fessure, calcolata con la combinazione caratteristica (rara) per gli SLE, deve risultare:

a) $\delta_f \leq w_1$ per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.3 del DM 14.1.2008, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture;

b) $\delta_f \leq w_2$ per strutture in condizioni ambientali ordinarie secondo il citato paragrafo del DM 14.1.2008.

Si assume pertanto per tutti gli elementi strutturali analizzati nel presente documento:

- Stato limite di fessurazione: $w_d \leq w_1 = 0.2$ mm - combinazione di carico rara

In accordo con la normativa seguita, il valore di calcolo di apertura delle fessure w_d è dato da:

$$w_d = 1,7 w_m$$

dove w_m rappresenta l’ampiezza media delle fessure calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d’armatura ε_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_m = \varepsilon_{sm} \Delta_{sm}$$

Per il calcolo di ε_{sm} e Δ_{sm} vanno utilizzati i criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica.

9.1.2 Verifica delle tensioni in esercizio

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si verifica che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti, di seguito riportati. Le prescrizioni riportate di seguito fanno riferimento al par. 2.5.1.8.3.2.1 del “Manuale di progettazione delle opere civili”.

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c , deve rispettare la limitazione seguente:



$$\sigma_c < 0,55 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica (rara)}$$

$$\sigma_c < 0,40 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.}$$

Per l’acciaio ordinario, la tensione massima σ_s per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0,75 f_{yk}$$

dove f_{yk} per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell’acciaio.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL2300001	A

9.2 VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI

9.2.1 Sollecitazioni flettenti

La verifica di resistenza (SLU) è stata condotta attraverso il calcolo dei domini di interazione N-M, ovvero il luogo dei punti rappresentativi di sollecitazioni che portano in crisi la sezione di verifica secondo i criteri di resistenza da normativa.

Nel calcolo dei domini sono state mantenute le consuete ipotesi, tra cui:

- conservazione delle sezioni piane;
- legame costitutivo del calcestruzzo parabola-rettangolo non reagente a trazione, con plateau ad una deformazione pari a 0.002 e a rottura pari a 0.0035 ($\sigma_{max} = 0.85 \times 0.83 \times R_{ck} / 1.5$);
- legame costitutivo dell'armatura d'acciaio elastico-perfettamente plastico con deformazione limite di rottura a 0.01 ($\sigma_{max} = f_{yk} / 1.15$)

9.2.2 Sollecitazioni taglianti

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi sprovvisti di specifica armatura è stata calcolata sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

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

con:

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

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

e dove:

d è l'altezza utile della sezione (in mm);



$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \times d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq ctg \theta \leq 2.5$$

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL2300001	A

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

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

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" è stata calcolata con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" è stata calcolata con:



$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

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

In cui:

- d è l'altezza utile della sezione;
- b_w è la larghezza minima della sezione;
- s_{cp} è la tensione media di compressione della sezione;
- A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale;
- S è interasse tra due armature trasversali consecutive;
- θ è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
- f'_{cd} è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd}=0.5f_{cd}$);
- α è un coefficiente maggiorativo, pari ad 1 per membrature non compresse.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL2300001	A

10 MODELLAZIONE STRUTTURALE

10.1 CODICE DI CALCOLO

L'analisi della struttura scatolare è stata condotta con un programma agli elementi finiti (STRAUS7) facendo riferimento agli assi baricentrici degli elementi schematizzati con elementi "beam".

10.2 MODELLO DI CALCOLO

Le analisi sono state condotte per una striscia di struttura di lunghezza unitaria, implementando un modello di calcolo bidimensionale in condizioni di deformazione piana. La struttura è definita sulla base degli assi baricentrici degli elementi. La fondazione è schematizzata come una trave su suolo elastico alla Winkler non reagente a trazione, il calcolo della costante di sottofondo è riportata nel paragrafo 0.

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

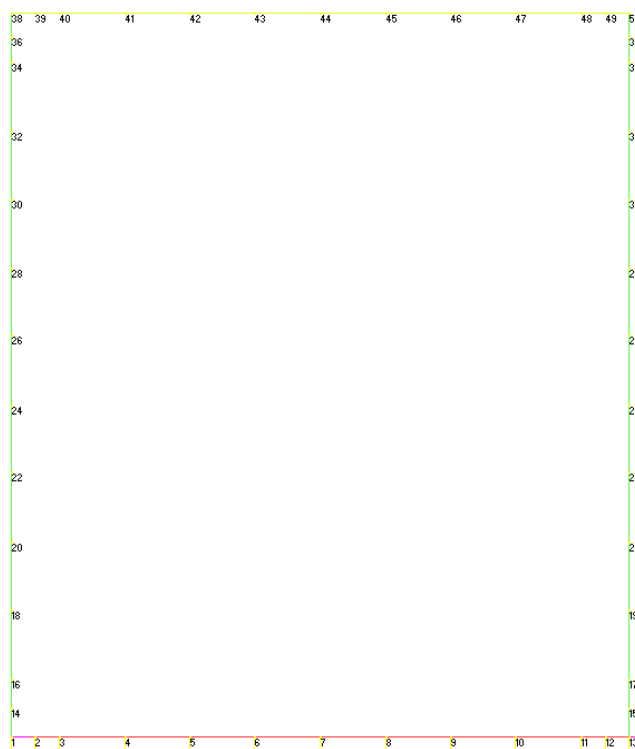




Figura 10.1: Modello F.E.M struttura - numerazione nodi

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	<p>Progetto</p> <p>IN17</p>	<p>Lotto</p> <p>12</p>	<p>Codifica</p> <p>EI2CLSL2300001</p>	<p>A</p>

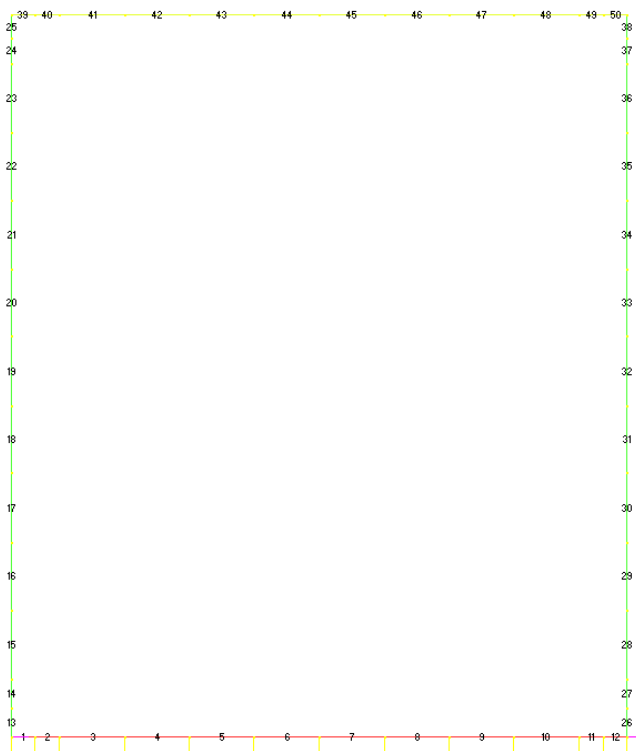


Figura 10.2: Modello F.E.M. struttura – numerazione aste

10.3 INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA

L'interazione struttura-terreno è simulata mediante l'applicazione sugli elementi interessati di un sistema di molle alla Winkler, definite assumendo cautelativamente un modulo di reazione verticale K_v pari a 7500 kN/m^3 : il calcolo della costante di Winkler è stato condotto applicando il procedimento proposto da Vesic e riportato da Bowles nel testo "Fondazioni", secondo la seguente formulazione:

$$k_s = \frac{E}{B(1-\mu^2)I_s I_F}$$

dove:

E = modulo elastico medio dello spessore di terreno sottostante la fondazione;

B = larghezza della fondazione;

μ = coefficiente di Poisson del terreno di fondazione, assunto pari a 0.3.



Il valore del coefficiente di influenza I_s è stato calcolato attraverso la seguente equazione:

$$I_s = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2$$

dove:

I_1 e I_2 = coefficienti dipendenti dai rapporti H/B' e L/B ;

H = spessore dello strato compressibile, pari a $5B$;

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	Progetto	Lotto	Codifica	
	IN17	12	EI2CLSL2300001	A

B' = larghezza corrispondente al punto di calcolo assunto coincidente con il centro della fondazione, pari a $B/2$.

Il valore del coefficiente di influenza IF è stato estrapolato in funzione dei valori dei rapporti L/B e D/B .

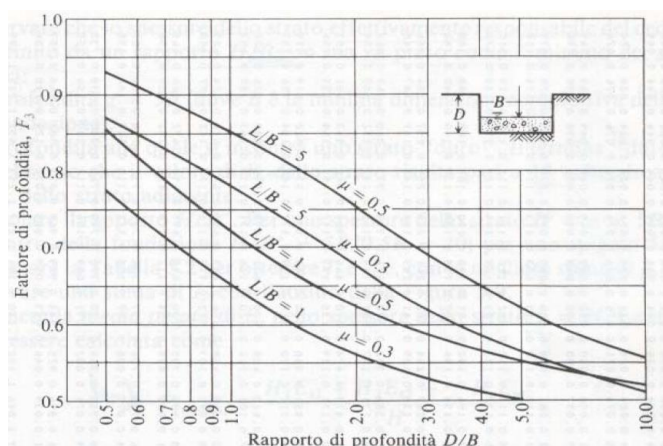


Figura 10.3 Grafico per la determinazione del fattore di profondità F_s

Le tabelle seguenti riportano le grandezze caratteristiche dell'opera.

Larghezza fondazione - B (m)	Profondità fondazione - D (m)	Lunghezza fondazione - L (m)	Modulo elastico - E_s (kPa)
4.10	4.00	23.44	10000

D/B	L/B	H/B'
0.98	5.72	2.50

H	μ
20.5	0.3



La tabella seguente riporta i parametri l_1 , l_2 , l_s e l_f .

l_1	l_2	l_s	l_f
0.346	0.138	0.425	0.8

La tabella seguente riassume il valore calcolato della costante di sottofondo (k_s) e il valore assunto nei calcoli strutturali successivi.

k_s (daN/cm ³)	$k_{s\text{-assunto}}$ (daN/cm ³)
0.7892	0.7500

11 ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	<p>Progetto</p> <p>IN17</p>	<p>Lotto</p> <p>12</p>	<p>Codifica</p> <p>EI2CLSL2300001</p>	<p>A</p>

Nelle seguenti tabelle sono riportati i valori massimi delle caratteristiche delle sollecitazioni ricavati per le sezioni oggetto di verifica, indicate in figura.

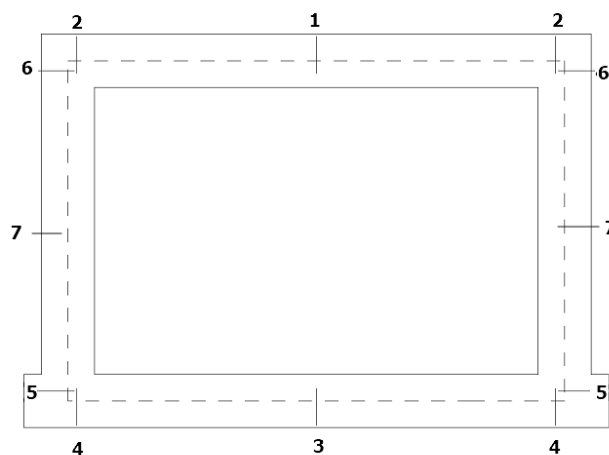


Figura 11.1: Sezioni di verifica

Di seguito è riportato l'involuppo delle sollecitazioni flettenti e taglianti dello stato limite ultimo. Le unità di misura adottate nei diagrammi seguenti sono kN-m.

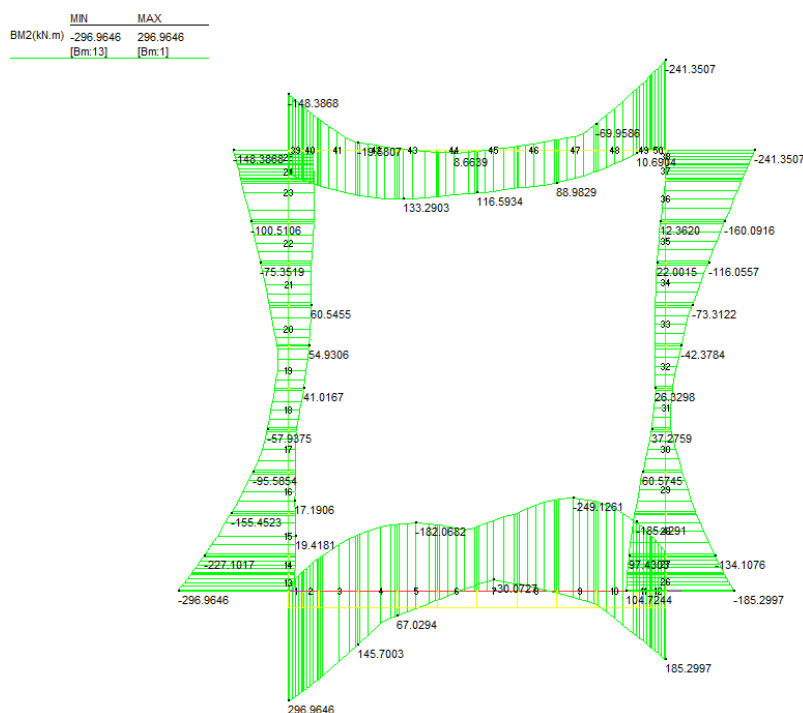


Figura 11.2: Involuppo SLU/Sisma: momenti flettenti

	Progetto	Lotto	Codifica	
	IN17	12	EI2CLSL2300001	A

	MIN	MAX
SF2(kN)	-336.7701	397.0789
	[Bm.1]	[Bm.12]

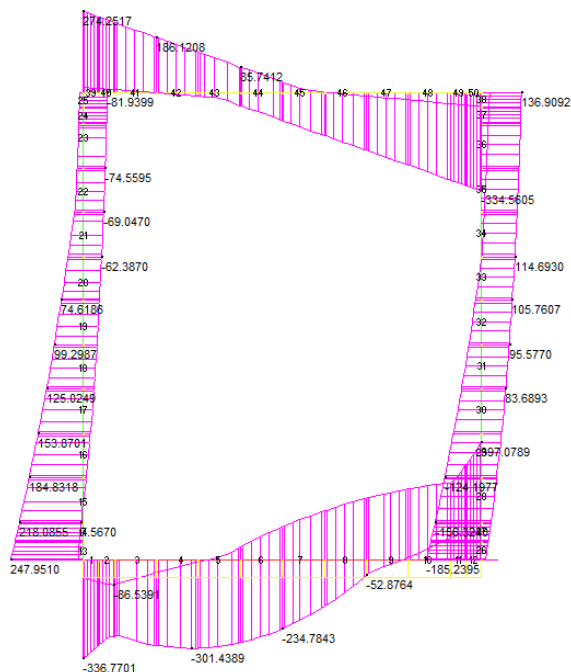


Figura 11.3: Involuppo SLU/Sisma: sollecitazioni taglianti

	MIN	MAX
Force(kN)	-404.2744	9.9143
	[Bm.26]	[Bm.39]

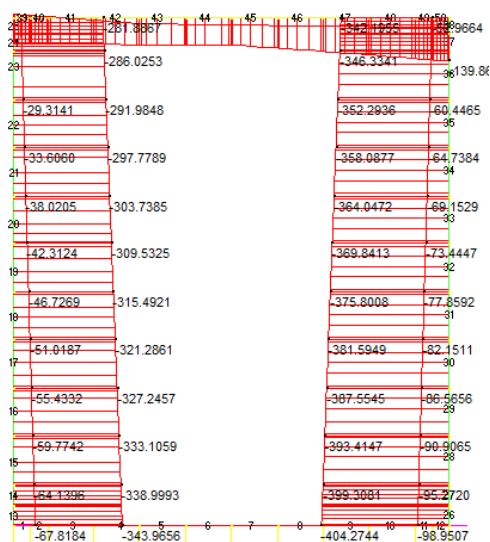


Figura 11.4: Involuppo SLU/Sisma: sforzo normale

	Progetto	Lotto	Codifica	
	IN17	12	EI2CLSL2300001	A

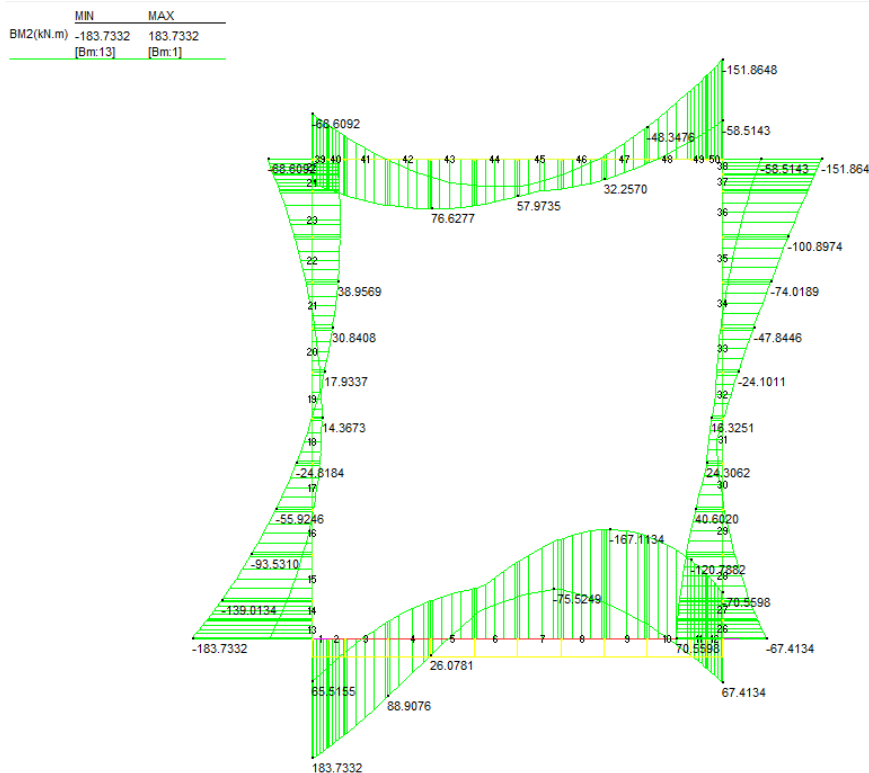


Figura 11.5: Inviluppo SLE: momenti flettenti

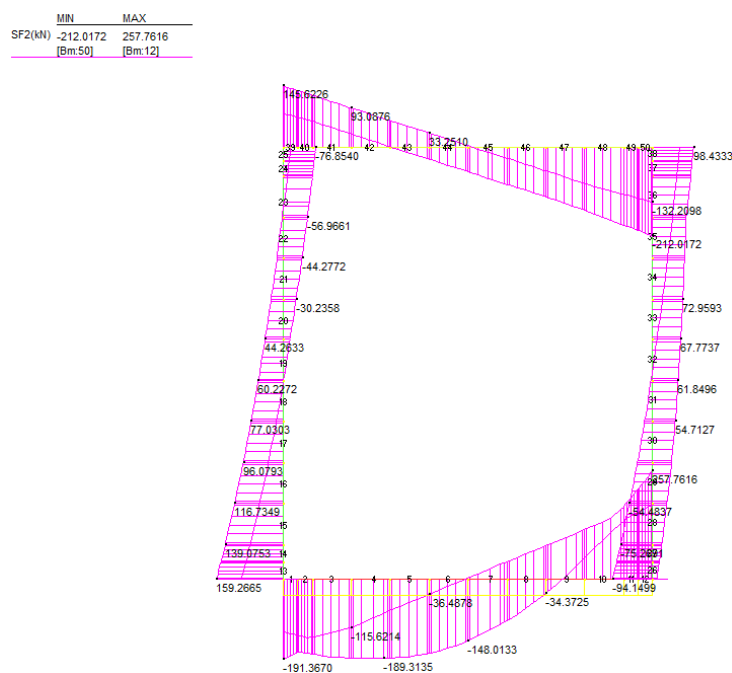




Figura 11.6: Inviluppo SLE: sollecitazioni taglianti

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica E12CLSL2300001	A

Di seguito si riportano i valori delle sollecitazioni per tutte le combinazioni di carico relative a tutte le sezioni di verifica.



COP_MEZZ	N	Mx	Vy
	(KN)	(KNm)	(KNm)
SLU	80	135	105
SLV	75	40	35
SLE RARA	80	80	-
SLE FREQUENTE	65	65	-
SLE QUASI PERM.	35	20	-

COP_INC	N	Mx	Vy
	(KN)	(KNm)	(KNm)
SLU	85	-235	325
SLV	80	-95	105
SLE RARA	105	-140	-
SLE FREQUENTE	55	-130	-
SLE QUASI PERM.	35	-20	-

FOND_MEZZ	N	Mx	Vy
	(KN)	(KNm)	(KNm)
SLU	0	-250	205
SLV	0	-95	125
SLE RARA	0	-170	-
SLE FREQUENTE	0	-155	-
SLE QUASI PERM.	0	-35	-

FOND_INC	N	Mx	Vy
	(KN)	(KNm)	(KNm)
SLU	0	290	325
SLV	0	120	120
SLE RARA	0	175	-
SLE FREQUENTE	0	145	-
SLE QUASI PERM.	0	30	-

PIEDR_PIEDE	N	Mx	Vy
	(KN)	(KNm)	(KNm)
SLU	70	-290	240
SLV	135	-120	135
SLE RARA	200	-175	-

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL2300001	A

SLE FREQUENTE	150	-145	-
SLE QUASI PERM.	110	-30	-



PIEDR TESTA	N	Mx	Vy
	(KN)	(KNm)	(KNm)
SLU	20	-235	75
SLV	85	-95	65
SLE RARA	150	-140	-
SLE FREQUENTE	100	-130	-
SLE QUASI PERM.	60	-20	-

PIEDR_MEZZ	N	Mx	Vy
	(KN)	(KNm)	(KNm)
SLU	45	55	100
SLV	110	35	40
SLE RARA	175	25	-
SLE FREQUENTE	125	20	-
SLE QUASI PERM.	85	15	-

12 VERIFICHE DI DEFORMAZIONE E VIBRAZIONE

12.1 INFLESSIONE NEL PIANO VERTICALE DELL'IMPALCATO

In base a quanto indicato nel paragrafo 1.7.4.3.4. del MpD 2017 FS, nonché nel D.M. 14.01.08 (paragrafo 5.2.3.2.2), considerando la presenza del treno di carico LM71, incrementato con il corrispondente coefficiente e con il coefficiente α e gli effetti della variazione di temperatura lineare,

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica E12CLSL2300001	A

l'inflessione nel piano orizzontale dell'impalcato non deve produrre all'estremità dell'impalcato una variazione angolare maggiore di $\theta_{amm} = 0.001500$ rad.

Per quanto riguarda le rotazioni attribuibili alla presenza del treno di carico LM71, esse sono valutate sui nodi estremi della soletta superiore e in corrispondenza del piedritto interno, se presente, depurate della rototraslazione rigida della struttura.

Nel caso in esame risulta:

$$\theta_{tot} = 0.000150 \text{ rad} \ll \theta_{amm} = 0.001500 \text{ rad}$$

12.2 STATO LIMITE DI COMFORT DEI PASSEGGERI



L'inflessione verticale deve calcolarsi in asse al binario, considerando il modello di carico LM71 con il relativo incremento dinamico e con il coefficiente α .

Freccia limite ammissibile (velocità del treno $V > 350$ km/h):

$$\delta_{lim} = 1/1500 \times L = 1.80 \text{ mm}$$

Freccia massima dell'impalcato prodotta dal treno LM71:

$$\delta_{max} = 0.20 \text{ mm} < \delta_{lim}$$

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	12	EI2CLSL2300001	A

13 VERIFICHE DI RESISTENZA ULTIMA E DI ESERCIZIO

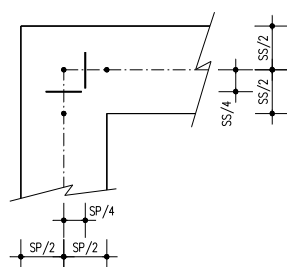
Si riassumono di seguito i risultati delle verifiche allo stato limite ultimo per le sollecitazioni di taglio e flessione, relative all'involuppo delle combinazioni di carico. In particolare si riportano le sollecitazioni massime per tutte le sezioni di verifica e le combinazioni di carico più gravose (minimo coefficiente di sicurezza), sia per la verifica a flessione sia per la verifica a taglio.

Nelle verifiche della soletta di fondazione, cautelativamente, non si è tenuto in conto del contributo dello sforzo normale.

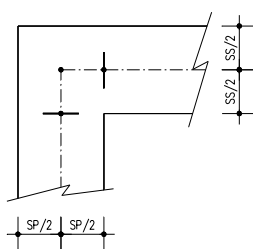
Le verifiche a flessione in corrispondenza dei nodi tra setti adiacenti sono effettuate rispettivamente:

- nella sezione ubicata a metà fra asse piedritto e sezione d'attacco piedritto-soletta nel caso delle verifiche della soletta;
- nella sezione ubicata a metà fra asse soletta e sezione d'attacco del piedritto nel caso delle verifiche del piedritto.

Le verifiche a fessurazione e a taglio sono eseguite nelle sezioni di attacco soletta-piedritto.



VERIFICHE A FLESSIONE





VERIFICHE A FESSURAZIONE E TAGLIO

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite.

Si riporta di seguito l'armatura degli elementi strutturali nelle sezioni di mezzeria e di incastro.

Elemento	Sezione	Dimensioni [cm]		Flessione		Armatura a taglio	Ripartitori (esterni)
		B	H	Lato terra	Lato interno		
SOLETTA SUP.	INCASTRO	100	x 50	5φ20	5φ20	φ10/20x40	φ16/20
	MEZZERIA			5φ20	5φ20	φ10/40x40	φ16/20
PIEDRITTI	TESTA	100	x 50	5φ20	5φ20	9φ10/m ²	φ16/20
	MEZZERIA			5φ20	5φ20	9φ10/m ²	φ16/20
	PIEDE			10φ20	5φ20	9φ10/m ²	φ16/20
SOLETTA INF.	INCASTRO	100	x 60	10φ20	5φ20	φ10/20x40	φ16/20
	MEZZERIA			5φ20	5φ20	φ10/40x40	φ16/20

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL2300001	A

13.1 SOLETTA SUPERIORE – SEZIONE DI MEZZERIA

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO



Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Calcestruzzo:	C32/40	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	100.0	50.0
2	100.0	0.0
3	0.0	0.0
4	0.0	50.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	91.4	41.4	20
2	91.4	8.6	20
3	8.6	8.6	20
4	8.6	41.4	20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre			
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione			
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione			
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione			
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione			
N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	3	20

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	12	EI2CLSL2300001	A

2 3 2 3 20

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				
N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	80.00	135.00	0.00	0.00	0.00
2	75.00	40.00	0.00	0.00	0.00

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	80.00	80.00	0.00

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	65.00	65.00 (158.36)	0.00 (0.00)



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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	35.00	20.00 (170.29)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.6 cm

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	12	EI2CLSL2300001	A

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

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm ²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	N	80.00	135.00	0.00	79.97	273.84	0.00	2.03	31.4(9.0)
2	N	75.00	40.00	0.00	75.07	272.97	0.00	6.82	31.4(9.0)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.161	100.0	50.0	-0.00102	91.4	41.4	-0.01825	8.6	8.6
2	0.00350	0.161	100.0	50.0	-0.00103	91.4	41.4	-0.01829	8.6	8.6

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.00000000	0.000525320	-0.022766008	0.161	0.700
2	0.00000000	0.000526425	-0.022821229	0.161	0.700



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

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.45	100.0	50.0	-111.2	8.6	8.6	1250	15.7

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

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	12	EI2CLSL2300001	A

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00073	0.00000	0.500	20.0	76	0.00033 (0.00033)	529	0.177 (990.00)	158.36	0.00

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.80	100.0	50.0	-90.4	8.6	8.6	1250	15.7

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00059	0.00000	0.500	20.0	76	0.00027 (0.00027)	529	0.143 (0.20)	158.36	0.00

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.85	100.0	50.0	-23.2	8.6	8.6	1200	15.7

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00015	0.00000	0.500	20.0	76	0.00007 (0.00007)	518	0.036 (0.20)	170.29	0.00

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Progetto

Lotto

Codifica

IN17

12

E12CLSL2300001

A

SEZIONE

b_w	=	100	cm		
h	=	50	cm		
c	=	5	cm		
d	=	$h-c$	=	45	cm

MATERIALI

f_{ywd}	=	391.30	MPa		
R_{ck}	=	40	MPa		
γ_c	=	1.5			
f_{ck}	=	$0.83 \times R_{ck}$	=	33.2	MPa
f_{cd}	=	$0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	18.81	MPa

ARMATURE A TAGLIO

\varnothing_{st}	=	10			
braccia	=	2.5			
\varnothing_{st2}	=	0			
braccia	=	0			
passo	=	40	cm		
(A_{sw} / s)	=	4.909	cm^2 / m		
α	=	90	$^\circ$		(90° staffe verticali)

TAGLIO AGENTE	$V_{Ed} =$	105	(KN)
SFORZO NORMALE	$N_{Ed} =$	0	(KN)
	$\alpha_c =$	1.0000	

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO**Calcolo di $\cot \theta$**

$$\cot(\theta) = 6.93$$

$$\theta = 8.22^\circ$$

$$\cot \vartheta > 2,5$$

Si assume

$$\vartheta = 21,8^\circ$$



Armatura trasversale

$$V_{Rsd} = 194.48 \text{ (KN)}$$

$$V_{Rcd} = 1313.69 \text{ (KN)}$$

$$V_{Rd} = 194 \text{ (KN)}$$

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

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	Progetto	Lotto	Codifica	
	IN17	12	EI2CLSL2300001	A

13.2 SOLETTA SUPERIORE – SEZIONE DI INCASTRO

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Calcestruzzo:	C32/40

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



DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	91.4	41.4	20
2	91.4	8.6	20
3	8.6	8.6	20
4	8.6	41.4	20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

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

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	3	20

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	12	EI2CLSL2300001	A

2 3 2 3 20

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				
N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	85.00	-235.00	0.00	0.00	0.00
2	80.00	-95.00	0.00	0.00	0.00

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	105.00	-140.00	0.00

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	55.00	-130.00 (-150.27)	0.00 (0.00)



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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	35.00	-20.00 (-170.29)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.6 cm

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	12	EI2CLSL2300001	A

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

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm ²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	N	85.00	-235.00	0.00	84.86	-274.70	0.00	1.17	31.4(9.0)
2	N	80.00	-95.00	0.00	79.97	-273.84	0.00	2.88	31.4(9.0)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.161	0.0	0.0	-0.00101	8.6	8.6	-0.01820	91.4	41.4
2	0.00350	0.161	0.0	0.0	-0.00102	8.6	8.6	-0.01825	91.4	41.4

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000524216	0.003500000	0.161	0.700
2	0.000000000	-0.000525320	0.003500000	0.161	0.700



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

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	6.04	100.0	0.0	-205.8	29.3	41.4	1250	15.7

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

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	Progetto	Lotto	Codifica	
	IN17	12	EI2CLSL2300001	A

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00134	0.00000	0.500	20.0	76	0.00062 (0.00062)	529	0.327 (990.00)	-154.75	0.00

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	5.61	100.0	0.0	-204.7	8.6	41.4	1250	15.7

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



Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	N	-0.00132	0.00000	0.500	20.0	76	0.00061 (0.00061)	529	0.325 (0.20)	-150.27	0.00

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



N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.85	100.0	0.0	-23.2	8.6	41.4	1200	15.7

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00015	0.00000	0.500	20.0	76	0.00007 (0.00007)	518	0.036 (0.20)	-170.29	0.00

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	12	EI2CLSL2300001	A

SEZIONE					
b_w	=	100	cm		
h	=	50	cm		
c	=	5	cm		
d	=	$h-c$	=	45	cm
MATERIALI					
f_{ywd}	=	391.30	MPa		
R_{ck}	=	40	MPa		
γ_c	=	1.5			
f_{ck}	=	$0.83 \times R_{ck}$	=	33.2	MPa
f_{cd}	=	$0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	18.81	MPa
ARMATURE A TAGLIO					
\varnothing_{st}	=	10			
braccia	=	2.5			
\varnothing_{st2}	=	0			
braccia	=	0			
passo	=	20	cm		
(A_{sw} / s)	=	9.817	cm^2 / m		
α	=	90	$^\circ$	(90° staffe verticali)	
TAGLIO AGENTE					
		$V_{Ed} =$	325	(KN)	
SFORZO NORMALE					
		$N_{Ed} =$	0	(KN)	
		$\alpha_c =$	1.0000		
ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO					
Calcolo di $\cot \theta$					
$\cot(\theta) =$		4.85			
$\theta =$		11.66 $^\circ$			
$\cot \vartheta > 2,5$ Si assume $\vartheta = 21,8^\circ$					
Armatura trasversale					
$V_{Rsd} =$		388.96	(KN)		
$V_{Rcd} =$		1313.69	(KN)		
$V_{Rd} =$		389	(KN)	$\min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$	

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL2300001	A

13.3 SOLETTA INFERIORE – SEZIONE DI MEZZERIA

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Calcestruzzo: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	100.0	60.0
2	100.0	0.0
3	0.0	0.0
4	0.0	60.0


DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	91.4	51.4	20
2	91.4	8.6	20
3	8.6	8.6	20
4	8.6	51.4	20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

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

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	3	20

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	12	EI2CLSL2300001	A

2 3 2 3 20

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				
N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	-250.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	-95.00	0.00	0.00	0.00

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-170.00	0.00

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-155.00 (-208.23)	0.00 (0.00)



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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-35.00 (-208.23)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.6 cm

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	12	EI2CLSL2300001	A

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

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm ²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	N	0.00	-250.00	0.00	0.00	-321.11	0.00	1.28	31.4(9.2)
2	N	0.00	-95.00	0.00	0.00	-321.11	0.00	3.38	31.4(9.2)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.125	0.0	0.0	-0.00117	8.6	8.6	-0.02442	91.4	51.4
2	0.00350	0.125	0.0	0.0	-0.00117	8.6	8.6	-0.02442	91.4	51.4

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000543150	0.003500000	0.125	0.700
2	0.000000000	-0.000543150	0.003500000	0.125	0.700



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

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	5.10	0.0	0.0	-231.8	91.4	51.4	1550	15.7

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

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	Progetto	Lotto	Codifica	
	IN17	12	EI2CLSL2300001	A

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00142	0.00000	0.500	20.0	76	0.00070 (0.00070)	594	0.413 (990.00)	-208.23	0.00

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	4.65	0.0	0.0	-211.4	91.4	51.4	1550	15.7

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00129	0.00000	0.500	20.0	76	0.00063 (0.00063)	594	0.377 (0.40)	-208.23	0.00

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.05	100.0	0.0	-47.7	8.6	51.4	1550	15.7

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00029	0.00000	0.500	20.0	76	0.00014 (0.00014)	594	0.085 (0.30)	-208.23	0.00

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Progetto

Lotto

Codifica

IN17

12

E12CLSL2300001

A

SEZIONE

b_w	=	100	cm		
h	=	60	cm		
c	=	5	cm		
d	=	$h-c$	=	55	cm

MATERIALI

f_{ywd}	=	391.30	MPa		
R_{ck}	=	40	MPa		
γ_c	=	1.5			
f_{ck}	=	$0.83 \times R_{ck}$	=	33.2	MPa
f_{cd}	=	$0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	18.81	MPa

ARMATURE A TAGLIO

\varnothing_{st}	=	10			
braccia	=	2.5			
\varnothing_{st2}	=	0			
braccia	=	0			
passo	=	40	cm		
(A_{sw} / s)	=	4.909	cm^2 / m		
α	=	90	°		(90° staffe verticali)

TAGLIO AGENTE	$V_{Ed} =$	205	(KN)
SFORZO NORMALE	$N_{Ed} =$	0	(KN)
	$\alpha_c =$	1.0000	

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO**Calcolo di $\cot \theta$**

$$\cot(\theta) = 6.93$$

$$\theta = 8.22^\circ$$

$$\cot \vartheta > 2,5$$

Si assume

$$\vartheta = 21,8^\circ$$



Armatura trasversale

$$V_{Rsd} = 237.70 \text{ (KN)}$$

$$V_{Rcd} = 1605.62 \text{ (KN)}$$

$$V_{Rd} = 238 \text{ (KN)}$$

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

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL2300001	A

13.4 SOLETTA INFERIORE – SEZIONE DI INCASTRO

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Calcestruzzo: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	100.0	60.0
2	100.0	0.0
3	0.0	0.0
4	0.0	60.0



DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	91.4	51.4	20
2	91.4	8.6	20
3	8.6	8.6	20
4	8.6	51.4	20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

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

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	3	20

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	12	EI2CLSL2300001	A

2 3 2 8 20

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				
N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	290.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	120.00	0.00	0.00	0.00

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	175.00	0.00

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	145.00 (224.62)	0.00 (0.00)



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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	30.00 (224.62)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.6 cm

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	12	EI2CLSL2300001	A

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

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm ²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	N	0.00	290.00	0.00	0.00	591.23	0.00	2.04	31.4(9.2)
2	N	0.00	120.00	0.00	0.00	591.23	0.00	4.93	31.4(9.2)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.162	100.0	60.0	-0.00012	91.4	51.4	-0.01813	8.6	8.6
2	0.00350	0.162	100.0	60.0	-0.00012	91.4	51.4	-0.01813	8.6	8.6

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000420734	-0.021744058	0.162	0.700
2	0.000000000	0.000420734	-0.021744058	0.162	0.700



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

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	4.01	100.0	60.0	-122.7	8.6	8.6	1450	31.4

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

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	12	EI2CLSL2300001	A

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00077	0.00000	0.500	20.0	76	0.00037 (0.00037)	415 0.153 (990.00)		224.62	0.00

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.32	100.0	60.0	-101.6	8.6	8.6	1450	31.4

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


Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00063	0.00000	0.500	20.0	76	0.00030 (0.00030)	415 0.127 (0.40)		224.62	0.00

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



N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.69	100.0	60.0	-21.0	8.6	8.6	1450	31.4

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00013	0.00000	0.500	20.0	76	0.00006 (0.00006)	415 0.026 (0.30)		224.62	0.00

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica E12CLSL2300001	A

SEZIONE					
b_w	=	100	cm		
h	=	60	cm		
c	=	5	cm		
d	=	$h-c$	=	55	cm
MATERIALI					
f_{ywd}	=	391.30	MPa		
R_{ck}	=	40	MPa		
γ_c	=	1.5			
f_{ck}	=	$0.83 \times R_{ck}$	=	33.2	MPa
f_{cd}	=	$0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	18.81	MPa
ARMATURE A TAGLIO					
\varnothing_{st}	=	10			
braccia	=	2.5			
\varnothing_{st2}	=	0			
braccia	=	0			
passo	=	20	cm		
(A_{sw} / s)	=	9.817	cm^2 / m		
α	=	90	°	(90° staffe verticali)	
TAGLIO AGENTE		$V_{Ed} =$	325	(KN)	
SFORZO NORMALE		$N_{Ed} =$	0	(KN)	
		$\alpha_c =$	1.0000		
ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO					
Calcolo di $\cot \theta$					
$\cot(\theta) =$	4.85				
$\theta =$	11.66 °				
$\cot \vartheta > 2,5$ Si assume $\vartheta = 21,8^\circ$					
Armatura trasversale					
$V_{Rsd} =$	475.40	(KN)			
$V_{Rcd} =$	1605.62	(KN)			
$V_{Rd} =$	475	(KN)	$\min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$		

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	Progetto	Lotto	Codifica	
	IN17	12	EI2CLSL2300001	A

13.5 PIEDRITTI – SEZIONE DI INCASTRO INFERIORE

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Calcestruzzo: C32/40

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



DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	91.4	41.4	20
2	91.4	8.6	20
3	8.6	8.6	20
4	8.6	41.4	20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

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

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	20

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	12	EI2CLSL2300001	A

2 3 2 3 20

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				
N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	70.00	-290.00	0.00	0.00	0.00
2	135.00	-120.00	0.00	0.00	0.00

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	200.00	-175.00	0.00

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	150.00	-145.00 (-171.08)	0.00 (0.00)



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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	110.00	-30.00 (-223.68)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.6 cm

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	12	EI2CLSL2300001	A

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

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm ²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	N	70.00	-290.00	0.00	70.02	-480.37	0.00	1.66	31.4(9.0)
2	N	135.00	-120.00	0.00	135.29	-491.58	0.00	4.07	31.4(9.0)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.207	0.0	0.0	-0.00002	8.6	8.6	-0.01343	91.4	41.4
2	0.00350	0.213	0.0	0.0	0.00008	8.6	8.6	-0.01297	91.4	41.4

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000408855	0.003500000	0.207	0.700
2	0.000000000	-0.000397710	0.003500000	0.213	0.706



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

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	5.97	0.0	0.0	-123.9	17.8	41.4	1100	31.4

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

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	12	EI2CLSL2300001	A

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00084	0.00000	0.500	20.0	76	0.00037 (0.00037)	377	0.140 (990.00)	-172.76	0.00

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	4.93	100.0	0.0	-105.0	17.8	41.4	1100	31.4

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



Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00071	0.00000	0.500	20.0	76	0.00031 (0.00031)	377	0.119 (0.20)	-171.08	0.00

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



N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.05	100.0	0.0	-11.0	8.6	41.4	950	31.4

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00008	0.00000	0.500	20.0	76	0.00003 (0.00003)	361	0.012 (0.20)	-223.68	0.00

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	12	EI2CLSL2300001	A

SEZIONE					
b_w	=	100	cm		
h	=	50	cm		
c	=	5	cm		
d	=	$h-c$	=	45	cm
MATERIALI					
f_{ywd}	=	391.30	MPa		
R_{ck}	=	40	MPa		
γ_c	=	1.5			
f_{ck}	=	$0.83 \times R_{ck}$	=	33.2	MPa
f_{cd}	=	$0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	18.81	MPa
ARMATURE A TAGLIO					
\varnothing_{st}	=	10			
braccia	=	3			
\varnothing_{st2}	=	0			
braccia	=	0			
passo	=	33	cm		
(A_{sw} / s)	=	7.140	cm^2 / m		
α	=	90	$^\circ$	(90° staffe verticali)	
TAGLIO AGENTE		$V_{Ed} =$	240	(KN)	
SFORZO NORMALE		$N_{Ed} =$	0	(KN)	
		$\alpha_c =$	1.0000		
ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO					
Calcolo di $\cot \theta$					
$\cot(\theta) =$	5.72				
$\theta =$	9.92 $^\circ$				
$\cot \vartheta > 2,5$ Si assume $\vartheta = 21,8^\circ$					
Armatura trasversale					
$V_{Rsd} =$	282.88 (KN)				
$V_{Rcd} =$	1313.69 (KN)				
$V_{Rd} =$	283 (KN)				
$\min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$					

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	<p>Progetto</p> <p>IN17</p>	<p>Lotto</p> <p>12</p>	<p>Codifica</p> <p>EI2CLSL2300001</p>	<p>A</p>

13.6 PIEDRITTI – SEZIONE DI INCASTRO SUPERIORE

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio: Poligonale
 Classe Calcestruzzo: C32/40

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



DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	91.4	41.4	20
2	91.4	8.6	20
3	8.6	8.6	20
4	8.6	41.4	20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

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

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	3	20

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	12	EI2CLSL2300001	A

2 3 2 3 20

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				
N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	20.00	-235.00	0.00	0.00	0.00
2	85.00	-95.00	0.00	0.00	0.00

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	150.00	-140.00	0.00

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	100.00	-130.00 (-155.02)	0.00 (0.00)



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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	60.00	-20.00 (-194.74)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.6 cm

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	12	EI2CLSL2300001	A

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

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm ²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	N	20.00	-235.00	0.00	20.11	-263.26	0.00	1.12	31.4(9.0)
2	N	85.00	-95.00	0.00	84.86	-274.70	0.00	2.89	31.4(9.0)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.157	0.0	0.0	-0.00113	8.6	8.6	-0.01880	91.4	41.4
2	0.00350	0.161	0.0	0.0	-0.00101	8.6	8.6	-0.01820	91.4	41.4

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000538674	0.003500000	0.157	0.700
2	0.000000000	-0.000524216	0.003500000	0.161	0.700



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

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	6.03	100.0	0.0	-191.5	29.3	41.4	1200	15.7

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

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	12	EI2CLSL2300001	A

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00125	0.00000	0.500	20.0	76	0.00057 (0.00057)	518	0.298 (990.00)	-159.43	0.00

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	5.61	0.0	0.0	-190.3	29.3	41.4	1250	15.7

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



Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	N	-0.00124	0.00000	0.500	20.0	76	0.00057 (0.00057)	529	0.302 (0.20)	-155.02	0.00

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



N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.83	100.0	0.0	-16.0	8.6	41.4	1050	15.7

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00011	0.00000	0.500	20.0	76	0.00005 (0.00005)	486	0.023 (0.20)	-194.74	0.00

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	12	EI2CLSL2300001	A

SEZIONE					
b_w	=	100	cm		
h	=	50	cm		
c	=	5	cm		
d	=	$h-c$	=	45	cm
MATERIALI					
f_{ywd}	=	391.30	MPa		
R_{ck}	=	40	MPa		
γ_c	=	1.5			
f_{ck}	=	$0.83 \times R_{ck}$	=	33.2	MPa
f_{cd}	=	$0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	18.81	MPa
ARMATURE A TAGLIO					
\varnothing_{st}	=	10			
braccia	=	3			
\varnothing_{st2}	=	0			
braccia	=	0			
passo	=	33	cm		
(A_{sw} / s)	=	7.140	cm^2 / m		
α	=	90	°	(90° staffe verticali)	
TAGLIO AGENTE		$V_{Ed} =$	75	(KN)	
SFORZO NORMALE		$N_{Ed} =$	0	(KN)	
		$\alpha_c =$	1.0000		
ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO					
Calcolo di $\cot \theta$					
$\cot(\theta) =$		5.72			
$\theta =$		9.92 °			
$\cot \vartheta > 2,5$ Si assume $\vartheta = 21,8^\circ$					
Armatura trasversale					
$V_{Rsd} =$		282.88	(KN)		
$V_{Rcd} =$		1313.69	(KN)		
$V_{Rd} =$		283	(KN)	$\min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$	

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	<p>Progetto</p> <p>IN17</p>	<p>Lotto</p> <p>12</p>	<p>Codifica</p> <p>EI2CLSL2300001</p>	<p>A</p>

13.7 PIEDRITTI – SEZIONE DI MEZZERIA

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Calcestruzzo: C32/40

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



DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	91.2	41.2	20
2	91.2	8.8	20
3	8.8	8.8	20
4	8.8	41.2	20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

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

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	3	20

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	Progetto	Lotto	Codifica	
	IN17	12	EI2CLSL2300001	A

2 3 2 3 20

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	45.00	55.00	0.00	0.00	0.00
2	110.00	35.00	0.00	0.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	175.00	25.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	125.00	20.00 (308.98)	0.00 (0.00)

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

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



N°Comb.	N	Mx	My
1	85.00	15.00 (279.29)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.8 cm

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

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	12	EI2CLSL2300001	A

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
 Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
 Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
 As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	N	45.00	55.00	0.00	45.22	267.60	0.00	4.87	31.4(9.0)
2	N	110.00	35.00	0.00	109.80	278.91	0.00	7.97	31.4(9.0)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.162	100.0	50.0	-0.00113	91.2	41.2	-0.01816	8.8	8.8
2	0.00350	0.166	100.0	50.0	-0.00101	91.2	41.2	-0.01760	8.8	8.8

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000525707	-0.022785361	0.162	0.700
2	0.000000000	0.000512084	-0.022104222	0.166	0.700



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

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.93	100.0	50.0	-2.5	8.8	8.8	900	15.7

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

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
 Esito della verifica

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	Progetto	Lotto	Codifica	
	IN17	12	EI2CLSL2300001	A

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00003	0.00000	0.500	20.0	78	0.00001 (0.00001)	460	0.003 (990.00)	357.90	0.00

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.75	0.0	50.0	-3.4	91.2	8.8	950	15.7

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00003	0.00000	0.500	20.0	78	0.00001 (0.00001)	471	0.005 (0.20)	308.98	0.00

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.57	0.0	50.0	-3.7	91.2	8.8	900	15.7

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00003	0.00000	0.500	20.0	78	0.00001 (0.00001)	460	0.005 (0.20)	279.29	0.00

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Progetto

Lotto

Codifica

IN17

12

EI2CLSL2300001

A

SEZIONE

b_w	=	100	cm		
h	=	50	cm		
c	=	5	cm		
d	=	$h-c$	=	45	cm

MATERIALI

f_{ywd}	=	391.30	MPa		
R_{ck}	=	40	MPa		
γ_c	=	1.5			
f_{ck}	=	$0.83 \times R_{ck}$	=	33.2	MPa
f_{cd}	=	$0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	18.81	MPa

ARMATURE A TAGLIO

\varnothing_{st}	=	10			
braccia	=	3			
\varnothing_{st2}	=	0			
braccia	=	0			
passo	=	33	cm		
(A_{sw} / s)	=	7.140	cm^2 / m		
α	=	90	°		(90° staffe verticali)

TAGLIO AGENTE	$V_{Ed} =$	100	(KN)
SFORZO NORMALE	$N_{Ed} =$	0	(KN)
	$\alpha_c =$	1.0000	

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO**Calcolo di $\cot \theta$**

$$\cot(\theta) = 5.72$$

$$\theta = 9.92^\circ$$

$$\cot \vartheta > 2,5$$

Si assume

$$\vartheta = 21,8^\circ$$



Armatura trasversale

$$V_{Rsd} = 282.88 \text{ (KN)}$$

$$V_{Rcd} = 1313.69 \text{ (KN)}$$

$$V_{Rd} = 283 \text{ (KN)}$$

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

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL2300001	A

14 VERIFICHE GEOTECNICHE

14.1 VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE

La verifica a capacità portante del complesso fondazione – terreno è stata effettuata applicando la combinazione (A1+M1+R3) dell'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I delle NTC2008. I coefficienti γ_R sono riportati nella seguente tabella 6.4.I delle NTC08):

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	$\gamma_R = 1,1$

La pressione limite può essere calcolata in base alla formula generale di Brinch Hansen (1970):

$$q_{lim} = 0.5 \cdot \gamma \cdot B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + q \cdot N_{q s_q} d_{q i_q} b_{q g_q} + c N_{c s_c} d_c i_c b_c g_c$$

(valida in condizioni drenate)

$$q_{lim} = c_U N_c^* d_c^* i_c^* s_c^* b_c^* g_c^* + q$$

(valida in condizioni non drenate)

essendo

N_q, N_c, N_{γ} i fattori di capacità portante in condizioni drenate;

N_c^* il fattore di capacità portante in condizioni non drenate;

s_{γ}, s_q, s_c i fattori di forma della fondazione;

i_{γ}, i_q, i_c i fattori correttivi per l'inclinazione del carico;

b_{γ}, b_q, b_c i fattori correttivi per l'inclinazione della base della fondazione;

g_{γ}, g_q, g_c i fattori correttivi per l'inclinazione del piano campagna;

d_{γ}, d_q, d_c i fattori correttivi per la profondità del piano di posa;



$d_c^*, i_c^*, s_c^*, b_c^*, g_c^*$ i fattori correttivi corrispondenti rispettivamente a quanto sopra esposto ma validi in condizioni non drenate.

In condizioni drenate valgono le seguenti espressioni:

$$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi' / 2) * e^{(\sigma * \text{tg} \phi')}$$

$$N_c = (N_q - 1) / \text{tg} \phi'$$

$$N_{\gamma} = 1.5(N_q - 1) * \text{tg} \phi'$$

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL2300001	A

$$i_{\gamma} = \left[1 - \frac{H}{N + B' \cdot c \cdot \cotg \phi'} \right]^{m+1}$$

$$i_{\xi} = i_c = \left[1 - \frac{H}{N + B' \cdot c \cdot \cotg \phi'} \right]^m$$

$$d_q = 1 + 2 \operatorname{tg} \phi' \cdot (1 - \sin \phi')^2 \cdot \frac{D}{B'} \quad \text{per } D/B' \leq 1$$

$$d_q = 1 + 2 \operatorname{tg} \phi' \cdot (1 - \sin \phi')^2 \cdot \operatorname{arctg} \left(\frac{D}{B'} \right) \quad \text{per } D/B' > 1$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \operatorname{tg} \phi'}$$

$$s_q = 1 + (B/2) \operatorname{tg} \phi'$$

$$s_{\gamma} = 1 - 0.4B/4$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q B}{N_c L}$$

$$g_{\gamma} = g_q = (1 - 0.5 \operatorname{tg} \beta)^5$$

$$g_c = 1 - \beta^{\circ}/147^{\circ}$$

$$b_{\xi} = e^{(-2.7 \operatorname{tg} \phi')}$$

$$b_{\gamma} = e^{(-2.7 \operatorname{tg} \phi')}$$

$$\text{ove } \beta + \eta \leq 90^{\circ} \text{ e } \beta \leq \phi$$

In condizioni non drenate i fattori hanno le seguenti espressioni:

$$N_c^* = (2 + \pi)$$

$$s_c^* = 0.2 + \frac{B}{L}$$

$$i_c^* = \left[1 - \frac{mH}{B' c u N_c} \right]^m$$



$$d_c^* = 0.4 + \frac{D}{B} \quad \text{per } D/B \leq 1$$

$$d_c^* = 0.4 + \frac{\operatorname{tg}^{\wedge} - 1 D}{B} \quad \text{per } D/B > 1$$

$$g_c^* = \beta^{\circ}/147^{\circ}$$

$$b_c^* = \eta^{\circ}/147^{\circ}$$

Si sono indicate con:

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL2300001	A

- q = $\gamma \cdot D$ = pressione verticale totale agente alla quota di imposta della fondazione;
 B' = larghezza efficace equivalente della fondazione;
 γ = peso di volume naturale del terreno;
 c_u = coesione non drenata;
 D = affondamento della fondazione;
 H = carico orizzontale agente.

Per valutare gli effetti dell'eccentricità è necessario inserire nell'equazione della capacità due dimensioni L' e B' ridotte secondo le:

$$L' = L - 2e_x$$

$$B' = B - 2e_y$$

dove B e L sono le reali dimensioni della fondazione e e_x e e_y sono le eccentricità.

Si riporta di seguito la verifica per la condizione più gravosa.

L'azione complessiva trasmessa al terreno dalla fondazione nella condizione più gravosa è pari a circa 651.6 kN per una striscia di larghezza unitaria e $651.6 \times 23.44 \text{ m} = 15274 \text{ kN}$ globalmente per la struttura in esame.

La verifica a capacità portante viene effettuata sia in termini di tensioni efficaci (L.T.) che di tensioni totali (B.T.).

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

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

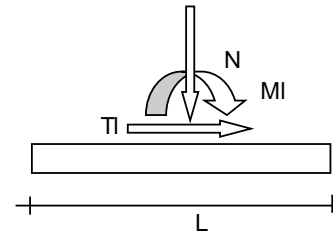
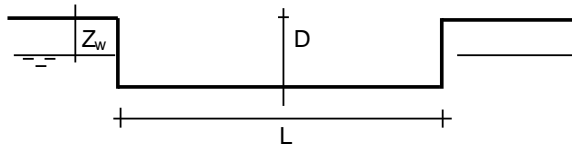
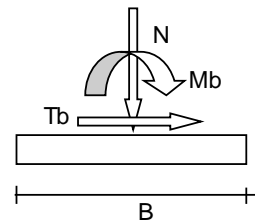
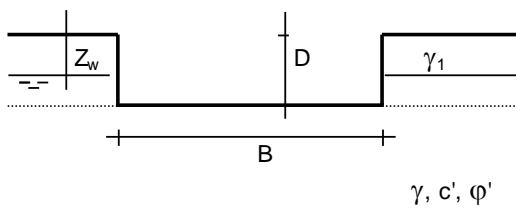
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

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

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

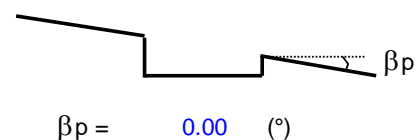
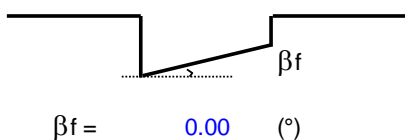
coefficienti parziali



Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno		resistenze	
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr
Stato Limite Ultimo A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
SISMA	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Definiti dal Progettista	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

- B = 4.10 (m)
- L = 23.44 (m)
- D = 4.00 (m)



GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	12	EI2CLSL2300001	A

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	15274		15273.50
Mb [kNm]	10379		10379.23
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	3052		3051.89
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	3051.89	0.00	3051.89

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 17.50 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 17.50 \quad (\text{kN/mc})$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 0.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 26.00 \quad (^\circ)$$

Valori di progetto

$$c' = 0.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 26.00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 1.75 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0.68 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 2.74 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 23.44 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 47.50 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 7.50 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante

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



$$N_q = 11.85$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 22.25$$

$$N_y = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_y = 12.54$$

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL2300001	A

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.06$$

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

$$s_q = 1.06$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B / L$$

$$s_\gamma = 0.95$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.90 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.10 \quad m = 1.90 \quad (-)$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

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

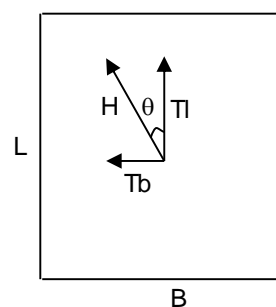
$$i_q = 0.66$$

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

$$i_c = 0.62$$

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

$$i_\gamma = 0.52$$



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

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

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



$$d_q = 1.30$$

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

$$d_c = 1.33$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica EI2CLSL2300001</p>	<p>A</p>

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

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

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

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

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

$$g_q = 1.00$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 570.96 \quad (\text{kN/m}^2)$$



Pressione massima agente

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

$$q = 237.73 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 248.24 \geq q = 237.73 \quad (\text{kN/m}^2)$$

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica E12CLSL2300001	A

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 3051.89 \quad (\text{kN})$$



Azione Resistente

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

$$S_d = 7449.39 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 6772.17 \geq H_d = 3051.89 \quad (\text{kN})$$

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	12	EI2CLSL2300001	A

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni totali

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q$$

D = Profondità del piano di appoggio

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

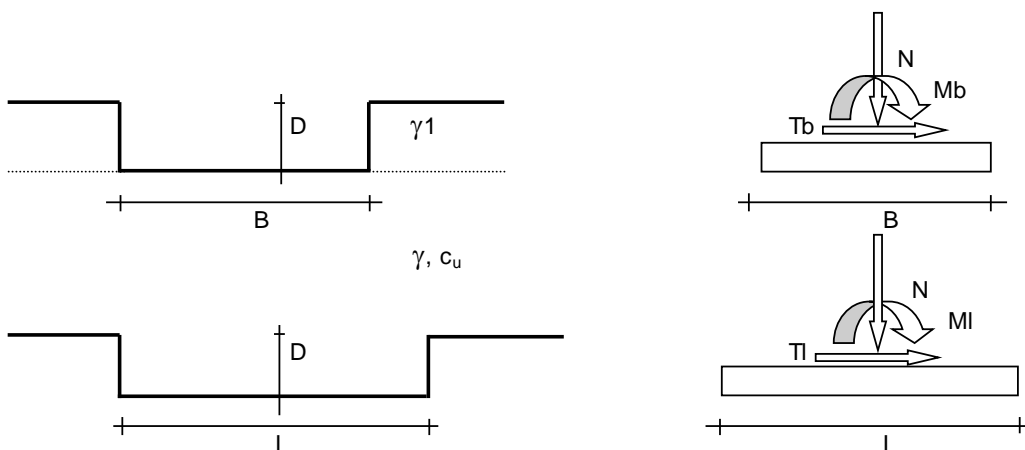
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = M_l/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

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

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

coefficienti parziali



Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno	resistenze	
	permanenti	temporanee variabili	c_u	q_{lim}	scorr
Stato Limite Ultimo A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00	2.30	1.10
SISMA	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Definiti dal Progettista	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10



(Per fondazioni nastriformi $L=100$ m)

- B = 4.10 (m)
- L = 23.44 (m)
- D = 4.00 (m)



<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	Progetto	Lotto	Codifica	
	IN17	12	E12CLSL2300001	A

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	15274		15273.50
Mb [kNm]	10379		10379.23
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	3052		3051.89
Tl [kN]	0		0.00
H [kN]	3052	0.00	3051.89

Peso unità di volume del terreno

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= 17.50 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 17.50 \quad (\text{kN/mc}) \end{aligned}$$

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 50.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = 0.68 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

Valore di progetto

$$c_u = 50.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$B^* = 2.74 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 23.44 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 70.00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 17.50 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc : coefficiente di capacità portante

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5.14$$

s_c : fattori di forma

$$s_c = 1 + 0,2 B^* / L^*$$

$$s_c = 1.02$$

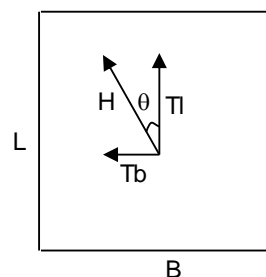
i_c : fattore di inclinazione del carico



$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.90$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.10$$

$$\theta = \arctg(T_b / T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 1.90$$



GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL2300001	A

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e
 $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_c = (1 - m H / (B^* L^* c_u^* N_c))$$

$$i_c = 0.74$$

d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_c = 1 + 0,4 D / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$

$$d_c = 1.39$$

b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1.00$$

g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 339.15 \quad (\text{kN/m}^2)$$



Pressione massima agente

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

$$q = 142.64 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 147.46 \geq q = 142.64 \quad (\text{kN/m}^2)$$

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica E12CLSL2300001	A

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$Hd = 2288.92 \quad (\text{kN})$$



Azione Resistente

$$Sd = cu B^* L^*$$

$$Sd = 3212.32 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$Sd / \gamma_R = 2920.29 \geq Hd = 2288.92 \quad (\text{kN})$$

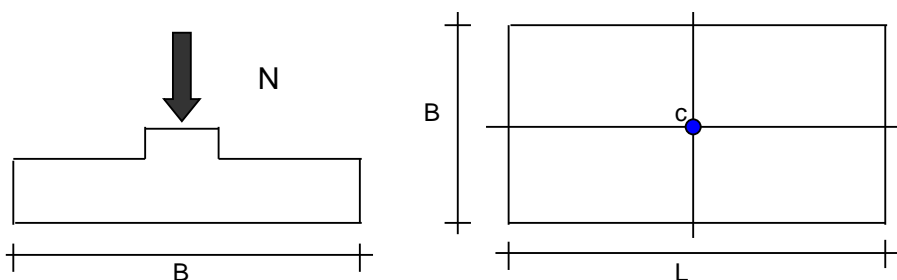
GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL2300001	A

14.2 VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI

Si esibisce di seguito il calcolo dei cedimenti in fondazione dell'opera in esame.

CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE RETTANGOLARE

LAVORO:



Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis; 1974)

$$\Delta\sigma_{zi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) + ((L/2)(B/2)z/R_3)(1/R_1^2 + 1/R_2^2))$$

$$\Delta\sigma_{xi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3 R_1^2))$$



$$\Delta\sigma_{yi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3 R_2^2))$$

$$R_1 = ((L/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_2 = ((B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_3 = ((L/2)^2 + (B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$\delta_{ot} = \Sigma \delta_i = \Sigma (((\Delta\sigma_{zi} - \nu_i(\Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi})) \Delta z_i / E_i)$$

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	12	EI2CLSL2300001	A

DATI DI INPUT:

B = 4.10 (m) (Larghezza della Fondazione)

L = 23.44 (m) (Lunghezza della Fondazione)

N = 9861 (kN) (Carico Verticale Agente)

q = 102.61 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/(B*L)))



ns = 5 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z _i	a z _{i+1}	Δz _i	E	v	δ _{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	3b	2.72	0.0	2.7	1.0	10000	0.30	1.16
2	6	5.00	2.7	7.7	1.0	80000	0.30	0.26
3	4	3.00	7.7	10.7	1.0	100000	0.30	0.07
4	2	2.50	10.7	13.2	1.0	30000	0.30	0.17
5	4	14.00	13.2	27.2	1.0	10000	0.30	4.62
-			0.0	0.0				-

$$\delta_{ctot} = 6.27 \text{ (cm)}$$

Il cedimento totale risulta essere pari a 6.27 cm.

14.3 VERIFICA A SOLLEVAMENTO

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL2300001	A

In accordo con quanto prescritto nella normativa di riferimento NTC2008-§6.2.3.2, si riporta di seguito la verifica di sollevamento dell'opera, in quanto interessata dalla presenza della sottospinta idraulica (Verifica nei confronti degli stati limite ultimi idraulici).

I coefficienti parziali sulle azioni, per le verifiche di stabilità al sollevamento, sono indicati nella Tabella 6.2.III della normativa NTC2008.



Tabella 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	SOLLEVAMENTO (UPL)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	γ_Q	0,0
	Sfavorevole		1,5

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.



Risulta quanto segue:

SOLLEVAMENTO (Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi idraulici)				
Carico permanente strutturale G1				
Peso soletta superiore			51.25	kN
Peso soletta fondazione			67.50	kN
Peso piedritti (x2)			80.00	kN
Peso piedritto centrale			0.00	kN
Coefficiente sicurezza			0.90	-
Carico permanente non strutturale G2				
Carico permanente TOT. Portato dalla soletta superiore			0.00	kN
Permanenti portati soletta inferiore			0.00	kN
Coefficiente sicurezza			0.80	-
Azione stabilizzante	PP	=	178.88	kN
Azione dell'acqua				
Quota Falda dalla quota di intradosso della fondazione			1.04	m
Larghezza totale del sottopasso			3.70	m
Sottospinta idraulica	SPW	=	38.48	kN
Coefficiente sicurezza			1.1	

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica E12CLSL2300001	A

Fattore di sicurezza al sollevamento	FS	=	4.23	>	1
				Verificato	

La verifica al sollevamento dell'opera risulta soddisfatta.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL2300001	A

15 DICHIARAZIONE SECONDO NTC2008 (§ 10.2)

Nel presente paragrafo si procede al controllo dei risultati derivanti dal modello di calcolo verificando che il momento agente sulla soletta superiore in condizione SLE corrisponda al valore che si ottiene dal calcolo di una trave su 2 appoggi, considerando un vincolo di semi-incastro alle due estremità (in modo tale da meglio rappresentare il vincolo fra soletta superiore ed i piedritti della struttura).

Sollecitazioni soletta superiore		
Peso proprio	12.50	kN/m
Permanenti	20.30	kN/m
Accidentale	102.40	kN/m

L soletta	3.20	m
-----------	------	---

MEd-	76.90	kNm
MEd+	-115.40	kNm

Sollecitazioni soletta superiore modello di calcolo		
MEd-	-140.0	kNm
MEd+	80.0	kNm

