

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



## U.O. COORDINAMENTO NO CAPTIVE E INGEGNERIA DI SISTEMA

### PROGETTO DEFINITIVO

NODO INTERMODALE DI BRINDISI  
INFRASTRUTTURA DI COLLEGAMENTO DELL'AREA INDUSTRIALE  
RETRO-PORTUALE DI BRINDISI CON INFRASTRUTTURA FERROVIARIA  
NAZIONALE

### FABBRICATI TECNOLOGICI

Fabbricato Tecnologico di bivio PPM FA02- Relazione di calcolo

SCALA:

-

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

I A 7 L 0 0 D 1 0 C L F A 0 2 0 0 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	L. Dinelli 	Maggio 2020	A. Ciavarella 	Maggio 2020	T. Paolletti 	Maggio 2020	L. Berardi Maggio 2020 

File: IA7L00D10CLFA0200001A.doc

n. Elab.:

## INDICE

1	PREMESSA .....	6
2	SCOPO DEL DOCUMENTO .....	8
2.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA .....	8
3	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	11
3.1	NORMATIVA .....	11
3.2	ELABORATI DI RIFERIMENTO .....	12
4	UNITA' DI MISURA .....	14
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI .....	14
5.1	CALCESTRUZZO .....	14
5.2	ACCIAIO DI ARMATURA – BARRE .....	16
5.3	COPRIFERRO .....	17
6	CARATTERIZZAZIONE E CRITERI DI PROGETTAZIONE GEOTECNICA .....	19
7	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO .....	20
8	ANALISI DEI CARICHI .....	21
8.1	PESO PROPRIO STRUTTURE .....	21
8.2	STRUTTURA PRINCIPALE IN C.A. ....	21
8.3	CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI .....	22
8.4	SOVRACCARICHI VARIABILI (QK1) .....	23
8.5	AZIONE DELLA NEVE (QK2) .....	23
8.6	AZIONE DEL VENTO (QK3) .....	24
8.6.1	<i>Pressione del vento:</i> .....	24
8.6.2	<i>Pressione cinetica di riferimento:</i> .....	24

8.6.3	<i>Coefficiente di esposizione:</i> .....	25
8.6.4	<i>Coefficiente dinamico:</i> .....	25
8.6.5	<i>Coefficiente di forma (o aerodinamico):</i> .....	25
8.6.6	<i>Azione tangenziale del vento:</i> .....	26
8.7	PRESSIONE AERODINAMICA DEI CONVOGLI (P_DIN).....	28
8.8	VARIAZIONI TERMICHE .....	30
8.9	AZIONE SISMICA .....	30
8.9.1	<i>Parametri sismici</i> .....	31
8.9.2	<i>Fattore di struttura</i> .....	35
9	MODELLO STRUTTURALE E COMBINAZIONI DI CARICO .....	38
9.1	METODOLOGIA DI MODELLAZIONE ED ANALISI .....	38
9.2	MODELLAZIONE DELLA GEOMETRIA.....	38
9.2.1	<i>Modelli SAP2000</i> .....	39
9.2.2	<i>Costante di sottofondo del terreno</i> .....	41
9.2.3	<i>Condizioni di carico elementari</i> .....	41
9.3	COMBINAZIONI DI CARICO.....	46
9.4	RISULTATI DELL'ANALISI MODALE.....	49
9.5	SOLLECITAZIONI MAGGIORMENTE SIGNIFICATIVE .....	52
10	VERIFICHE STRUTTURALI.....	54
10.1	STATI LIMITE ULTIMI .....	54
10.2	STATI LIMITE DI ESERCIZIO .....	56
10.3	SOLAIO DI COPERTURA .....	57
10.3.1	<i>Verifiche di deformabilità del solaio di copertura</i> .....	64
10.4	TRAVI 40x50 .....	64

10.4.1	VERIFICA A FLESSIONE.....	66
10.4.2	VERIFICA A TAGLIO.....	72
10.5	TRAVI 30X50 .....	76
10.5.1	VERIFICA A FLESSIONE.....	78
10.5.2	VERIFICA A TAGLIO.....	83
10.6	PILASTRI (40X30).....	87
10.6.1	VERIFICA A FLESSIONE.....	88
10.6.2	VERIFICA A TAGLIO.....	95
10.7	VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN TERMINI DI CONTENIMENTO DEL DANNO AGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI (SLO).....	100
10.8	VERIFICA DI RESISTENZA AL FUOCO R120 PER LE PARTI DI STRUTTURA DEL LOCALE GENERATORE ELETTRICO.	101
10.8.1	TRAVI DI BORDO 30X50.....	103
10.8.2	TRAVE CENTRALE 40X50 .....	107
10.8.3	PILASTRO 30X40.....	111
11	FONDAZIONI.....	115
11.1	DESCRIZIONE.....	115
11.2	TRAVI DI FONDAZIONE.....	115
11.2.1	Verifica a flessione.....	117
11.2.2	Verifica a taglio .....	122
11.3	TRAVI 60X100 .....	125
11.3.1	Verifica a flessione.....	126
11.3.2	Verifica a taglio .....	132
11.4	VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE.....	135
11.4.1	Calcolo delle azioni scaricate sul terreno .....	135

11.4.2	Verifica a capacità portante in direzione longitudinale - statica.....	138
11.4.3	Verifica a capacità portante in direzione trasversale - statica .....	142
11.4.4	Verifica a capacità portante in direzione longitudinale - sismica.....	145
11.4.5	Verifica a capacità portante in direzione trasversale - sismica.....	148
11.4.6	Verifica dei cedimenti.....	152
12	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI E DEGLI IMPIANTI.....	155
13	INCIDENZE.....	156

## 1 PREMESSA

Nelle immediate vicinanze della stazione di Brindisi è presente una complessa realtà industriale principalmente legata al Porto e al polo petrolchimico. Il collegamento tra l'aerea portuale e la stazione di Brindisi, ad oggi, è fortemente penalizzato da una moltitudine di intersezioni a raso all'interno di un'area fortemente urbanizzata.

Obiettivo della presente progettazione consiste nell'incentivare il traffico merci su ferro integrando il sistema portuale con il sistema ferroviario riducendo in questo modo le interferenze tra le attività di terminalizzazione ed il traffico urbano. Tale intervento presenta elevati vantaggi in termini di sicurezza in quanto, oltre ad allontanare il traffico merci da un tessuto urbano costituito da numerosi passaggi a livello, concentra le operazioni di manovra dei treni merci all'interno della nuova "stazione elementare".



Scopo della presente progettazione è la realizzazione del completamento dell'infrastruttura di collegamento dell'area industriale retro-portuale di Brindisi con l'Infrastruttura Ferroviaria Nazionale.

Il progetto si compone di due lotti:

Lotto 1: opere a carico del Comune di Brindisi (a cura del Comune e in corso di realizzazione):

- Binario di corretto tracciato (Binario III) e precedenza in sinistra (Binario IV) della suddetta nuova Stazione Elementare;
- Nuova tratta ferroviaria di collegamento tra la Dorsale del Consorzio ASI di Brindisi (Porto di Brindisi) e la nuova Stazione Elementare per l'arrivo/partenza di treni merci a modulo 750m (circa 1,78 Km)

Lotto 2: opere a carico di RFI, oggetto della presente progettazione:

- Binari I e II della nuova stazione per l'arrivo/partenza treni di merci a modulo 750m
- Nuova tratta ferroviaria di collegamento tra la suddetta nuova Stazione Elementare e la linea Bari – Lecce (OO.CC. + armamento)
- Posto di comunicazione e bivio di collegamento della nuova tratta con la Linea Adriatica (al km 764+230 circa della linea Bari – Lecce)
- Impianti di trazione elettrica e apparati tecnologici della nuova stazione merci, della tratta di collegamento tra questa e la Linea Adriatica e del bivio sulla Linea Adriatica per l'allaccio della nuova linea.

Pertanto, il progetto risponde ai seguenti obiettivi:

- Realizzazione di una stazione a modulo 750 m, coerentemente con gli standard europei di trasporto merci;
- Velocizzazione delle attività di manovra e terminalizzazione, per accesso diretto dei treni provenienti da nord in una stazione dedicata a traffico merci, con itinerari di arrivo a 60 km/h;
- Integrazione del sistema ferroviario con quello portuale;
- Riduzione delle interferenze tra le attività di terminalizzazione su ferro e il traffico urbano, con vantaggi soprattutto in termini di sicurezza;
- Incentivo al traffico merci su ferro;
- Separazione del traffico merci, in parte altamente pericolose, dal traffico viaggiatori in stazione di Brindisi centrale.

## 2 SCOPO DEL DOCUMENTO

La presente relazione è relativa al calcolo del fabbricato tecnologico di Bivio, previsto nell'ambito della progettazione definitiva del Collegamento ferroviario dell'area industriale retro portuale di Brindisi con l'infrastruttura ferroviaria nazionale.

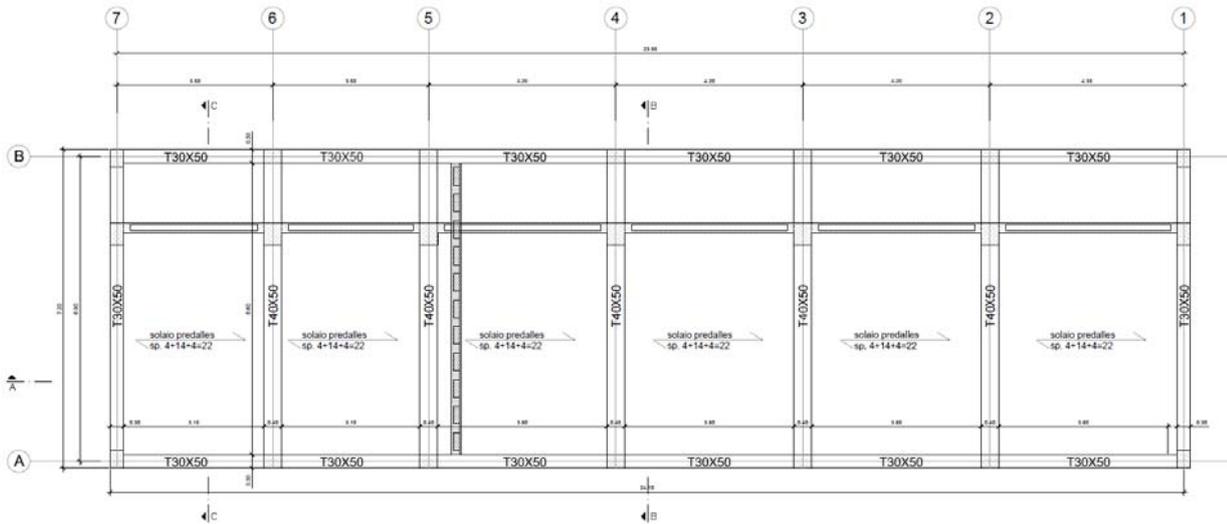
L'opera, ubicata nel Comune di Brindisi, ricade in zona sismica e sono state pertanto considerate le azioni derivanti dall'analisi sismica, secondo quanto previsto dal D.M. 17/01/18 e dalla Circolare Applicativa.

### 2.1 Descrizione dell'opera

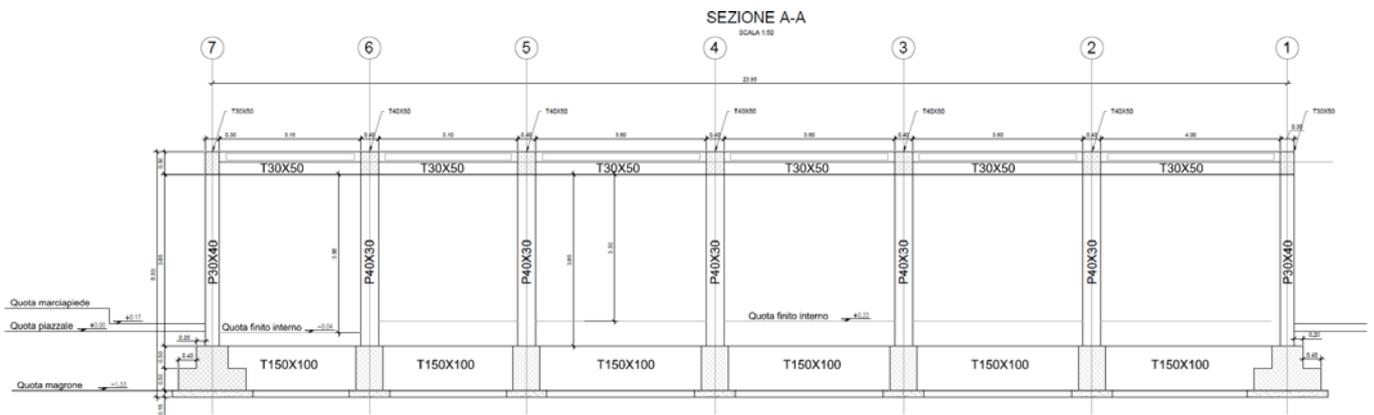
La struttura in pianta del fabbricato FA02 ha forma rettangolare avente le seguenti dimensioni 7.44 m x 24.49 m, comprensiva del rivestimento con pannellature prefabbricate aventi spessore 20 cm. Il sistema strutturale è caratterizzato da un telaio spaziale monolivello avente copertura piana costituito da una campata in direzione trasversale di luce 6.90 m circa mentre, parallelamente al lato lungo, è suddiviso in 6 campate di luce variabile da 3.50 a 4.35 m. Per rispondere alle esigenze della progettazione impiantistica e della conseguente destinazione d'uso degli ambienti, è stato considerato un interpiano netto di 3.30m, maggiore del requisito minimo da soddisfare per le apparecchiature di 2.85m

La struttura relativa alla parte in elevazione è costituita da travi e pilastri in cemento armato. Il solaio di copertura è del tipo semiprefabbricato a prédalles, con getto in opera dei travetti e della caldana superiore. Lo spessore totale del solaio di copertura è di 22 cm e comprende 4 cm di prédalles, 12 cm di nervature e 4 cm di caldana superiore. Le lastre in c.a. sono larghe 120 cm e presentano tre tralacci metallici di irrigidimento ed elementi di alleggerimento delimitanti le nervature intermedie. Il solaio è ordito secondo la direzione longitudinale del fabbricato in modo da essere poggiato direttamente sui telai trasversali. I pilastri hanno dimensione in pianta di 30x40 cm, le travi perimetrali longitudinali hanno dimensioni 30x50 cm, mentre le travi trasversali hanno dimensioni 40x50 cm (ad eccezione di quelle perimetrali che hanno dimensioni 30x50 cm). Il sistema di fondazione è realizzato in opera mediante un graticcio di travi rovesce poste perimetralmente e collegate tra loro trasversalmente mediante dei cordoli (per le caratteristiche dimensionali della fondazione si rimanda agli elaborati grafici specifici). Il rivestimento esterno è ottenuto mediante pannelli di tamponamento prefabbricati. Il pavimento sopraelevato deve garantire le seguenti prestazioni:

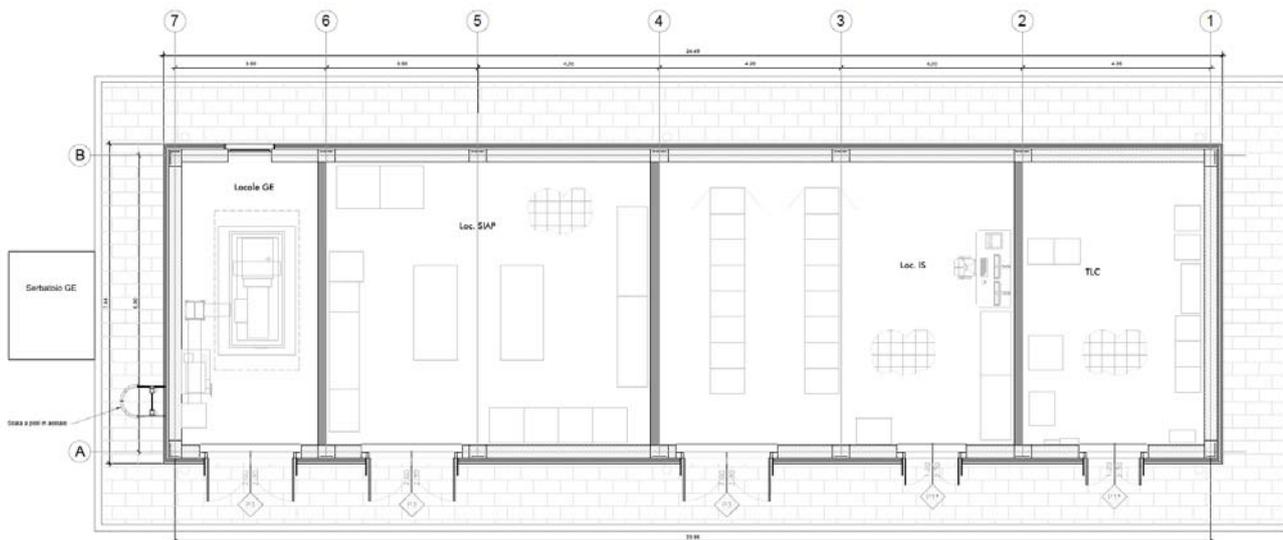
- Incombustibilità (classe A1) secondo normativa europea
- Rivestimento in lamina di acciaio zincato (spessore 0.5mm) o gres fine porcellanato
- Carico distribuito massimo ammissibile: 2000kg/m<sup>2</sup>
- Carico concentrato minimo di 400kg/m<sup>2</sup> con freccia limite di 2.5mm al centro del pannello



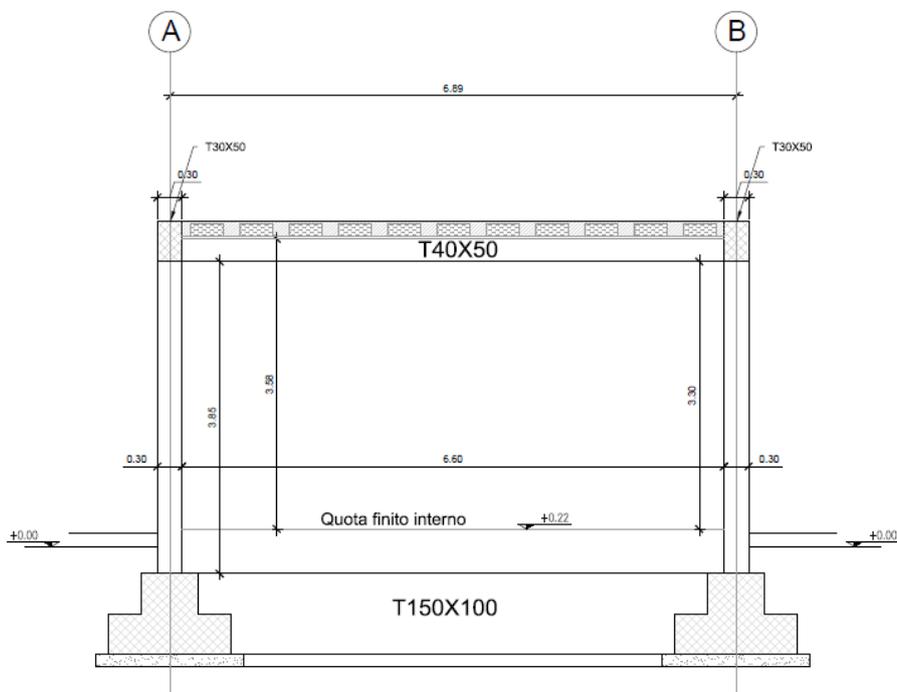
**Figura 1 – Carpenteria della copertura**



**Figura 2 – Sezione longitudinale**



**Figura 3 – Pianta architettonico**



**Figura 4 – Sezione trasversale**

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p><b>PROGETTO DEFINITIVO</b>  <b>NODO INTERMODALE DI BRINDISI</b>  <b>INFRASTRUTTURA DI COLLEGAMENTO DELL'AREA</b>  <b>INDUSTRIALE RETRO-PORTUALE DI BRINDISI CON</b>  <b>INFRASTRUTTURA FERROVIARIA NAZIONALE</b></p>					
<p>Fabbricato Tecnologico di bivio PPM FA02- Relazione di calcolo</p>	<p>COMMESSA IA7L</p>	<p>LOTTO 00</p>	<p>CODIFICA D10</p>	<p>DOCUMENTO CL FA0200 001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 11 di 156</p>

### 3 **NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

#### 3.1 **Normativa**

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate in accordo con le seguenti normative.

- Legge 5-1-1971 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;
- D.M. 17 gennaio 2018 - Norme Tecniche per le Costruzioni;
- Circolare 21 gennaio 2019 n.7 ” Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”;
- Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE I / Aspetti Generali (RFI DTC SI MA IFS 001 A)
- Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 2 / Ponti e Strutture ( RFI DTC SI PS MA IFS 001 A– rev 2020 )
- Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 3 / Corpo Stradale (RFI DTC SI CS MA IFS 001 A– rev 2020)
- Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 5 / Prescrizioni per i Marciapiedi e le Pensiline delle Stazioni Ferroviarie a servizio dei Viaggiatori (RFI DTC SI CS MA IFS 002 A– rev 2020)
- Capitolato speciale di appalto delle opera civili
- Regolamento (UE) N.1299/2014 della Commissione del 18 Novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell'Unione europea
- Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture, Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento (UNI EN 1991-1-4)
- Eurocodice 2 - Parte 1 (norma UNI EN 1992-1-2)
- UNI 11104: Calcestruzzo: Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1

Si è tenuto inoltre conto dei seguenti documenti:

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p><b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>NODO INTERMODALE DI BRINDISI</b> <b>INFRASTRUTTURA DI COLLEGAMENTO DELL'AREA</b> <b>INDUSTRIALE RETRO-PORTUALE DI BRINDISI CON</b> <b>INFRASTRUTTURA FERROVIARIA NAZIONALE</b></p>					
<p>Fabbricato Tecnologico di bivio PPM FA02- Relazione di calcolo</p>	<p>COMMESSA IA7L</p>	<p>LOTTO 00</p>	<p>CODIFICA D10</p>	<p>DOCUMENTO CL FA0200 001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 12 di 156</p>

- *UNI EN 1990 – Aprile 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 1998-5 – Gennaio 2005: Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.*
- *Legge 5-1-1971 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”.*
- *Calcestruzzo Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1 UNI 11104/2016;*
- *RFI DTC SI MA IFS 001 D – Dicembre 2019: Manuale di progettazione delle opere civili;*
- *RFI DTC SI SP IFS 001 D – Dicembre 2019: Capitolato Generale Tecnico di Appalto delle Opere Civili – RFI;*
- *Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;*

### 3.2 Elaborati di riferimento

Costituiscono parte integrante di quanto esposto nel presente documento, l'insieme degli elaborati di progetto specifici relativi all'opera in esame e riportati in elenco elaborati.

**Fabbricato Tecnologico di bivio PPM FA02- Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL FA0200 001	A	13 di 156

Fabbricato Tecnologico - Carpenteria fondazioni e sezioni	1:50	I	A	7	K	0	0	D	1	0	P	B	F	A	0	2	0	0	0	0	1	A
Fabbricato Tecnologico - Pianta e Sezioni	1:50	I	A	7	K	0	0	D	1	0	P	B	F	A	0	2	0	0	0	0	2	A
Fabbricato Tecnologico - Pianta copertura e prospetti	1:50	I	A	7	K	0	0	D	1	0	P	B	F	A	0	2	0	0	0	0	3	A
Fabbricato Tecnologico - Dettagli costruttivi	1:50	I	A	7	K	0	0	D	1	0	B	Z	F	A	0	2	0	0	0	0	1	A
Fabbricato Tecnologico - Dettagli costruttivi piazzale	1:50	I	A	7	K	0	0	D	1	0	B	Z	F	A	0	2	0	0	0	0	2	A
Fabbricato Tecnologico - Carpenteria copertura e sezioni	1:50	I	A	7	K	0	0	D	1	0	P	B	F	A	0	2	0	0	0	0	5	A
Piazzale - Pianta e sezioni	1:100	I	A	7	K	0	0	D	1	0	P	A	F	A	0	2	0	0	0	0	1	A
Piazzale - Pianta e sezioni di scavo	1:100	I	A	7	K	0	0	D	1	0	P	A	F	A	0	2	0	0	0	0	2	A

aggiornare

## 4 UNITA' DI MISURA

Le unità di misura usate nella presente relazione sono:

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

## 5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

### 5.1 Calcestruzzo

Si riportano di seguito due tabelle riepilogative del tipo e delle caratteristiche del calcestruzzo adottato per i diversi elementi strutturali:

	Solaio in lastre predalles	Struttura in elevazione	Fondazioni
Classe di resistenza	C30/37	C30/37	C25/30
Classe di esposizione	XC3	XC3	XC2
Condizioni ambientali	ordinarie	ordinarie	ordinarie
Rapporto acqua/cemento		0,55	0,60

		Solaio in lastre predalles	Struttura in elevazione	Fondazioni
Rck	(N/mm <sup>2</sup> )	37	37	30
f <sub>ck</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	30	30	25
f <sub>cm</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	38	36	33
α <sub>cc</sub>	(-)	0,85	0,85	0,85
γ <sub>c</sub>	(-)	1,5	1,5	1,5
f <sub>cd</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	17,40	17,40	14,17
f <sub>ctm</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	2,9	2,9	2,56
f <sub>ctk</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	2,03	2,03	1,79
f <sub>ctd</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	1,35	1,35	1,19
f <sub>ctm</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	3,50	3,50	3,07
f <sub>ctk</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	2,45	2,45	2,15
E <sub>c</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	32837	32837	31476

Dove:

Rck = Resistenza cubica caratteristica a compressione

f<sub>ck</sub> = 0.83·Rck = Resistenza cilindrica caratteristica

f<sub>cm</sub> = f<sub>ck</sub> + 8 (N/mm<sup>2</sup>) = Resistenza cilindrica media a compressione

α<sub>cc</sub> = Coefficiente per effetti a lungo termine e sfavorevoli: acc (t > 28gg) = 0.85

γ<sub>c</sub> = 1.5; viene ridotto a 1.4 per produzioni continuative di elementi o strutture soggette a controllo continuativo del calcestruzzo dal quale risulti un coefficiente di variazione (rapporto tra scarto quadratico

medio e valore medio della resistenza) non superiore al 10%. f<sub>cd</sub> =  $\frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$  = Resistenza di calcolo a

compressione

f<sub>ctm</sub> = 0.3·(f<sub>ck</sub>)<sup>2/3</sup> [per classi ≤ C50/60] = Resistenza cilindrica media a trazione

f<sub>ctk</sub> = 0.7·f<sub>ctm</sub> = Resistenza cilindrica caratteristica a trazione

f<sub>ctd</sub> =  $\frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$  = Resistenza di calcolo a trazione

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>NODO INTERMODALE DI BRINDISI</b> <b>INFRASTRUTTURA DI COLLEGAMENTO DELL'AREA</b> <b>INDUSTRIALE RETRO-PORTUALE DI BRINDISI CON</b> <b>INFRASTRUTTURA FERROVIARIA NAZIONALE</b>					
<b>Fabbricato Tecnologico di bivio PPM FA02- Relazione di calcolo</b>	COMMESSA IA7L	LOTTO 00	CODIFICA D10	DOCUMENTO CL FA0200 001	REV. A	FOGLIO 16 di 156

$f_{cfm} = 1.2 \cdot f_{ctm}$  = Resistenza media a trazione per flessione

$f_{cfk} = 0.7 \cdot f_{cfm}$  = Resistenza cilindrica caratteristica a trazione

$$E_{cm} = 22000 \cdot \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} = \text{Modulo Elastico}$$

Coefficiente di Poisson:

Secondo quanto prescritto al punto 11.2.10.4 della NTC2018, per il coefficiente di Poisson può adottarsi, a seconda dello stato di sollecitazione, un valore compreso tra 0 (calcestruzzo fessurato) e 0.2 (calcestruzzo non fessurato).

Coefficiente di dilatazione termica:

In sede di progettazione, o in mancanza di una determinazione sperimentale diretta, per il coefficiente di dilatazione termica del calcestruzzo può assumersi un valore medio pari a  $10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$  (NTC2018 – 11.2.10.5).

## 5.2 Acciaio di armatura – barre

Si adotta acciaio tipo B450C come previsto al punto 11.3.2.1 delle NTC2018, per il quale si possono assumere le seguenti caratteristiche:

Resistenza a trazione – compressione:

$$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2 = \text{Resistenza caratteristica di rottura}$$

$$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2 = \text{Resistenza caratteristica a snervamento}$$

$$f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}^2 = \text{Resistenza di calcolo s } \gamma_k \text{ f} \square$$

dove:

$$\gamma_s = 1.15 = \text{Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio.}$$

Modulo Elastico:

$$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$$

Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo:

		Solaio in lastre predalles	Struttura in elevazione	Fondazioni
$f_{bk}$	(N/mm <sup>2</sup> )	4,36	4,36	4,36
$f_{bd}$	(N/mm <sup>2</sup> )	2,90	2,90	2,90

dove:

$f_{bk} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk}$  = Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza

$f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c}$  = Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo

$\eta = 1.0$  – per barre di diametro  $\Phi \leq 32$  mm;

$\gamma_c = 1.5$  – Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo.

Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche:

$\emptyset < 12$  mm → 4  $\emptyset$ ;

$12 \leq \emptyset \leq 16$  mm → 5  $\emptyset$ ;

$16 < \emptyset \leq 25$  mm → 8  $\emptyset$ ;

$25 < \emptyset \leq 40$  mm → 10  $\emptyset$ .

### 5.3 Copriferro

Con riferimento al punto 4.1.6.1.3 delle NTC, al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve rispettare quanto indicato nella tabella C4.1.IV della Circolare 21.2.2019, riportata di seguito, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tabella 4.1.III delle NTC.

C <sub>min</sub>	C <sub>o</sub>	ambiente	Barre da c.a. elementi a piastra		Barre da c.a. altri elementi		Cavi da c.a.p elementi a piastra		Cavi da c.a.p altri elementi	
			C <sub>≥</sub> Co	C <sub>min</sub> ≤C<Co	C <sub>≥</sub> Co	C <sub>min</sub> ≤C<Co	C <sub>≥</sub> Co	C <sub>min</sub> ≤C<Co	C <sub>≥</sub> Co	C <sub>min</sub> ≤C<Co
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Ai valori riportati nella tabella vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a 10 mm. Si riportano di seguito i copriferri adottati, determinati in funzione della classe del cls e delle condizioni ambientali.

	Ambiente	Copriferro minimo	Tolleranza di posa	Copriferro nominale
Struttura in elevazione	Ordinario	25	10	35
Lastre predalles	Ordinario	20	0	20
Fondazioni	Ordinario	25	10	35

In definitiva si prescrive che in fondazione e in elevazione tranne che per le lastre predalles il copriferro netto non deve essere inferiore a 40mm.

Il copriferro di progetto è pari ad un copriferro per la durabilità, richiesto dal livello di aggressività dell'ambiente e dal livello di performance da assicurare per tutta la vita utile dell'opera senza interventi di manutenzione straordinaria, più una ulteriore aliquota necessaria per assicurare il requisito di REI 120 per la sala GE, estendendolo per praticità all'intero edificio. In sede di progetto esecutivo, se ritenuto conveniente nell'ambito di comparazione tra la due soluzioni alternative, sarà adottabile – in maniera del tutto equivalente – una soluzione con copriferri leggermente inferiori (pari alla sola aliquota necessaria per la durabilità) ed applicazione di intonaci REI sia sulle pareti che sul soffitto (intonaci che saranno REI 120 per la sala GE e REI90 per tutti gli altri locali).

#### Prove sui materiali

La costruzione delle strutture dovrà essere eseguita nel rispetto delle specifiche d'istruzione tecnica di FS, del manuale di Progettazione di RFI e del Capitolato Generale Tecnico di Appalto delle Opere Civili di RFI.

## 6 CARATTERIZZAZIONE E CRITERI DI PROGETTAZIONE GEOTECNICA

L'interpretazione delle prove in sito e di laboratorio ha condotto alla definizione dei seguenti valori dei parametri meccanici per i terreni tipo individuati:

Unità	$\gamma$	$\varphi'$	$c'$	$c_u$	OCR	Cs	Cc	$G_0$	$E_{op}$	$k_v$
	kN/m <sup>3</sup>	(°)	(kPa)	(kPa)				(MPa)	(MPa)	
Ls(ms)	19	26÷30	0÷5	60÷120	3,0	0,035	0,190	35÷45	9÷11	1E-07
SL	19	32÷35	0	-	1,0	-	-	0 ÷ 100 fino a 4.5 m da pc 85 ÷ 110 oltre 4.5 m da pc	18 ÷ 25 fino a 4.5 m da pc 21 ÷ 28 oltre 4.5 m da pc	1E-06
LS(ga)	19,5	28÷30	5÷10	50÷100	2,0÷3,0	0,036	0,228	110÷150	28÷38	1E-07
AL	20	24÷28	10÷20	$0,22\sigma'_v OCR^{0,8}$ (OCR=2)	1,0÷2,0	0,045	0,183	$G_0 = 85 \cdot (\sigma'_v/p_a)^{0,65}$ (falda considerata al p.c.)	$(2,5 \cdot G_0) / 10$	1E-09
Cal	21	32÷35	0	-	-	-	-	-	100	1E-06

I dati della falda libera che sono stati rilevati indicano un livello piezometrico che si attesta a circa 5.0 m dal piano campagna, pertanto la stessa non interferisce con la fondazione del fabbricato.

Il fabbricato si fonda sul primo strato L(s).

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p><b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>NODO INTERMODALE DI BRINDISI</b> <b>INFRASTRUTTURA DI COLLEGAMENTO DELL'AREA</b> <b>INDUSTRIALE RETRO-PORTUALE DI BRINDISI CON</b> <b>INFRASTRUTTURA FERROVIARIA NAZIONALE</b></p>					
<p>Fabbricato Tecnologico di bivio PPM FA02- Relazione di calcolo</p>	<p>COMMESSA IA7L</p>	<p>LOTTO 00</p>	<p>CODIFICA D10</p>	<p>DOCUMENTO CL FA0200 001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 20 di 156</p>

## 7 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

Per la definizione dell'azione sismica occorre definire il periodo di riferimento PVR in funzione dello stato limite considerato. La vita nominale (VN) dell'opera è stata assunta pari a 75 anni. La classe d'uso assunta è la IV. Il periodo di riferimento (VR) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso, vale:

$$VR = VN \times Cu = 75 \times 2.0 = 150 \text{ anni.}$$

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

$$PVR (SLV)=10\%.$$

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

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

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 ( $S_t$ );

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.

L'opera ricade nel comune di Brindisi. I corrispondenti valori delle caratteristiche sismiche per lo SLV ( $TR=1068$  anni) sono i seguenti:

latitudine (WGS84)= 40.600018;

longitudine (WGS84)= 17.973216;

$a_g = 0.060$  g;

$F_0 = 2.643$ ;

$T_c^* = 0.526 \text{ s.}$

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:

$SS = 1.50;$

$ST = 1.0.$

## 8 ANALISI DEI CARICHI

Come prescritto dalle NTC2018, sono state considerate agenti sulla struttura le seguenti condizioni di carico elementari, combinate tra loro in modo da determinare gli effetti più sfavorevoli ai fini delle verifiche dei singoli elementi strutturali:

- peso proprio strutture;
- carichi permanenti non strutturali;
- sovraccarico variabile;
- azione sismica;
- azione del vento;
- azione della neve;
- variazioni termiche;

### 8.1 Peso proprio strutture

Il peso proprio delle travi e dei pilastri indicati a seguire, viene calcolato automaticamente dal programma considerando il peso specifico del cemento armato pari a  $25 \text{ kN/m}^3$

### 8.2 Struttura principale in c.a.

Il solaio di copertura è realizzato con lastre predalles in cemento armato di altezza 22 cm alleggerite con polistirene espanso.

Solaio in lastre Predalles ( $H = 4+14+4=22\text{cm}$ ) lastra larga 1.20 m.

Predalles ( $s = 4\text{cm}$ )  $25 \times 0.04 \times 1.20 = 1.2 \text{ kN};$

Nervatura centrale ( $h=14 \text{ cm. } s=14 \text{ cm}$ )  $25 \times 0.14 \times 0.14 = 0.49 \text{ kN};$

Nervature laterali ( $h=14 \text{ cm. } s=13 \text{ cm}$ )  $2 \times 25 \times 0.12 \times 0.14 = 0.84 \text{ kN};$

Soletta superiore (s=4 cm)  $25 \times 0.04 \times 1.20 = 1.2$  kN;

Alleggerimento in polistirene espanso (h=14 cm. s=40 cm)  $2 \times 0.15 \times 0.4 \times 0.14 = 0.0168$  kN.

Peso totale di una lastra larga 1.20 m:  $G = 1.2 + 0.49 + 0.84 + 1.2 + 0.017 = 3.75$  kN

Peso totale a metro quadrato =  $3.75 / 1.20 = 3.2$  kN/m<sup>2</sup>

### 8.3 Carichi permanenti non strutturali

- Tamponamenti esterni

Il rivestimento esterno è ottenuto mediante pannelli di tamponamento prefabbricati in calcestruzzo di spessore pari a 20 cm (pannello a taglio termico) il cui peso è pari a 4.20 kN/m<sup>2</sup>.

Il peso per unità di superficie moltiplicato per l'altezza totale del singolo pannello h=5.00 m, trascurando le eventuali aperture, è pari a 21 kN/m, che è il peso a metro lineare del pannello.

Considerando che il pannello viene fissato alle travi di elevazione e al cordolo in c.a. posto al di sopra della trave rovescia, il peso da applicare alle travi perimetrali di elevazione e a quelle di fondazione è pari a 10.5 kN/m.

- Peso delle apparecchiature: 10kN/m<sup>2</sup>
- Peso terreno di ricoprimento della fondazione: sp.=1.00m  $\gamma=20$  kN/m<sup>3</sup>  $p=20$ kN/m<sup>2</sup>
- Carichi permanenti non strutturali agenti in copertura

Incidenza zone piene solaio	0,20	kN/m <sup>2</sup>
Massetto delle pendenze	0,60	kN/m <sup>2</sup>
Strato coibente	0,10	kN/m <sup>2</sup>
Guaina di impermeabilizzazione	0,10	kN/m <sup>2</sup>
Malta di allettamento (2 cm)	0,40	kN/m <sup>2</sup>
Pavimento	0,50	kN/m <sup>2</sup>
Intonaco intradosso	0,30	kN/m <sup>2</sup>
Incidenza impianti	0,30	kN/m <sup>2</sup>
Controsoffitto	0,10	kN/m <sup>2</sup>

Totale carico: 2.60 kN/m<sup>2</sup>

#### 8.4 Sovraccarichi variabili (Qk1)

Il sovraccarico variabile in copertura è assunto pari a 0.50 kN/m<sup>2</sup> in quanto copertura accessibile per sola manutenzione.

#### 8.5 Azione della neve (Qk2)

Le azioni della neve sono definite al capitolo 3.4 delle NTC2018. Il carico provocato dalla neve sulle coperture è definito dall'espressione seguente:

$$q_s = \mu_i C_e C_t q_{sk}$$

dove:

$\mu_i$  - Coefficiente di forma della copertura;

$C_e$  - Coefficiente di esposizione;

$C_t$  - Coefficiente termico;

$q_{sk}$  - Valore di riferimento del carico neve al suolo.

Per la valutazione di  $q_{sk}$  si è fatto riferimento ad un sito posto in zona II, con altezza sul livello del mare pari a  $a_s < 200m$  :

$$q_{sk} = 0.60 \text{ kN/m}^2$$

Il fabbricato si trova ad altitudine 20 m.s.l.m.

Il coefficiente di esposizione  $C_e$  può essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Valori del coefficiente di esposizione per diverse classi di topografia sono forniti in tabella 3.4.I. NTC2018. Per il caso in esame, essendo un tipologico, si assume  $C_e = 1.0$ .

Il coefficiente termico  $C_t$  può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato  $C_t = 1.0$  (3.4.4 - NTC2018).

Il coefficiente di forma della copertura dipende dall'angolo di inclinazione della falda, i valori proposti dalla normativa vigente vengono riportati nella Tab.3.4.II (DM 17 Gennaio 2018):

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_i$	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>NODO INTERMODALE DI BRINDISI</b> <b>INFRASTRUTTURA DI COLLEGAMENTO DELL'AREA</b> <b>INDUSTRIALE RETRO-PORTUALE DI BRINDISI CON</b> <b>INFRASTRUTTURA FERROVIARIA NAZIONALE</b>					
<b>Fabbricato Tecnologico di bivio PPM FA02- Relazione di calcolo</b>	COMMESSA IA7L	LOTTO 00	CODIFICA D10	DOCUMENTO CL FA0200 001	REV. A	FOGLIO 24 di 156

Nel caso in esame si ha  $\alpha = 0^\circ$  circa, pertanto:

$$\mu_1(0^\circ) = 0.8$$

Si assume una distribuzione uniforme del carico da neve per la copertura piana, quindi si ha:

$$q_s = 0.8 \cdot 0.60 \cdot 1.00 \cdot 1.00 = 0.48 \text{ kN/m}^2.$$

## 8.6 Azione del vento (Qk3)

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici. Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti definite al punto 3.3.3 – NTC2018. Per il calcolo dell'azione statica equivalente dovuta al vento, si è fatto riferimento ad un sito posto in zona 2, con altezza sul livello del mare pari  $a_s < a_0 = 1000$  m.

### 8.6.1 Pressione del vento:

La pressione del vento, considerata come azione statica agente normalmente alle superfici, è data dall'espressione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove

- $q_b$  - Pressione cinetica di riferimento
- $c_e$  - Coefficiente di esposizione
- $c_p$  - Coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico)
- $c_d$  - Coefficiente dinamico che si assume unitario.

### 8.6.2 Pressione cinetica di riferimento:

La pressione cinetica di riferimento  $q_b$  in (N/m<sup>2</sup>) è data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$$

dove:

- $v_b$  - Velocità di riferimento del vento;
- $\rho$  - Densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1.25 kg/m<sup>3</sup>.

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p><b>PROGETTO DEFINITIVO</b>  <b>NODO INTERMODALE DI BRINDISI</b>  <b>INFRASTRUTTURA DI COLLEGAMENTO DELL'AREA</b>  <b>INDUSTRIALE RETRO-PORTUALE DI BRINDISI CON</b>  <b>INFRASTRUTTURA FERROVIARIA NAZIONALE</b></p>					
<p>Fabbricato Tecnologico di bivio PPM FA02- Relazione di calcolo</p>	<p>COMMESSA IA7L</p>	<p>LOTTO 00</p>	<p>CODIFICA D10</p>	<p>DOCUMENTO CL FA0200 001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 25 di 156</p>

In mancanza di indagini statistiche adeguate, la velocità di riferimento del vento  $v_b(T_R)$  riferita ad un generico periodo di ritorno  $T_R$  può essere valutata, nel campo compreso tra 10 e 500 anni, con l'espressione:

$$V_b(T_R) = \alpha \cdot v_b$$

dove:

- $v_b$  – Velocità di riferimento del vento associata ad un periodo di ritorno di 50 anni;
- $\alpha_R$  – Coefficiente posto in un diagramma in funzione di  $T_R$  espresso in anni;

Il periodo di ritorno  $T_R$  al quale si è fatto affidamento per la valutazione della velocità di riferimento del vento risulta pari a 75 anni (in accordo con il periodo di riferimento  $V_R$  della struttura).

### **8.6.3 Coefficiente di esposizione:**

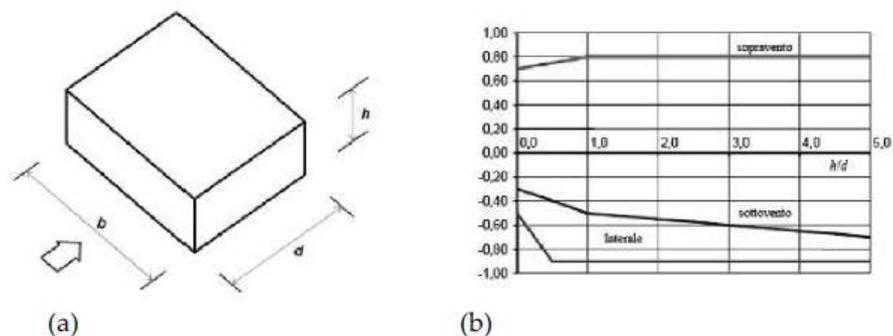
Il coefficiente d'esposizione  $c_e$  dipende dall'altezza  $z$  sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. Per il caso in esame considerando zona 3, classe di rugosità del terreno D e categoria d'esposizione del sito II, il coefficiente di esposizione, per un'altezza massima del fabbricato di circa 5.00 m, risulta pari ad 1.93 .

### **8.6.4 Coefficiente dinamico:**

Il coefficiente dinamico tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura. Esso è assunto cautelativamente pari ad 1.

### **8.6.5 Coefficiente di forma (o aerodinamico):**

Per la determinazione del coefficiente di forma si fa riferimento a quanto riportato nel paragrafo 3.3.8 della Circolare del 21/01/2019 in relazione al coefficiente globale  $c_{pe}$  per edifici a pianta rettangolare con coperture piane:



a) Parametri caratteristici di edifici a pianta rettangolare,

b) Edifici a pianta rettangolare:  $c_{pe}$  per facce sopravento, sottovento e laterali

Figura C3.3.2

Tabella C3.3.I: Edifici a pianta rettangolare:  $c_{pe}$  per facce sopravento, sottovento e laterali

Faccia sopravento	$C_U = 2,0$	$C_U = 1,5$
$h/d \leq 1$ : $c_{pe} = 0,7 + 0,1 \cdot h/d$	$h/d \leq 0,5$ : $c_{pe} = -0,5 - 0,8 \cdot h/d$	$h/d \leq 1$ : $c_{pe} = -0,3 - 0,2 \cdot h/d$
$h/d > 1$ : $c_{pe} = 0,8$	$h/d > 0,5$ : $c_{pe} = -0,9$	$1 < h/d \leq 5$ : $c_{pe} = -0,5 - 0,05 \cdot (h/d - 1)$

- per il carico sopravento si assume  $c_p = + 0,8$ ;
- per il carico sottovento si assume  $c_p = - 0,4$ ;
- in copertura si assume  $c_p = \pm 0,4$ ;

per costruzioni che hanno una parete con aperture di superficie minore di 1/3 di quella totale, la pressione interna si assumerà  $c_{pi} = + 0,2$ .

### 8.6.6 Azione tangenziale del vento:

L'azione tangente per unità di superficie parallela alla direzione del vento è data dall'espressione:

$$p_f = q_b \cdot c_e \cdot c_f$$

dove:

$q_b$ ,  $c_e$  sono stati definiti precedentemente;

$c_f$  - Coefficiente d'attrito, funzione della scabrezza della superficie sulla quale il vento esercita l'azione tangente.

Dati i coefficienti d'attrito riportati in tabella C3.3.XIX (Circolare 2019) si assume un valore di 0.02, relativo a superficie scabra (cemento a faccia scabra... ). Pertanto sviluppando l'espressione relativa

all'azione tangenziale del vento si ottiene un valore ampiamente trascurabile rispetto alle altre azioni in gioco.

<u>Azione Tangenziale Vento</u>		
$q_b$	0.456	kN/m <sup>2</sup>
$c_e$	1.93	
$c_f$	0.02	
$p_f$	0.018	kN/m <sup>2</sup>

Si riporta di seguito il prospetto delle caratteristiche assunte per la determinazione della pressione normale del vento secondo normativa:

<u>Azione Normale Vento</u>		
Zona	3	
$a_s$	<500	m
$a_0$	500	m
$v_{b,0}$	27	m/s
$K_s$	0.37	1/s
$v_b(T_R)$	27	m/s
$q_b$	0.456	kN/m <sup>2</sup>
Categoria di esposizione sito	III	
$k_r$	0.2	

$Z_0$	0.1	m
$Z_{min}$	2	m
$C_e(Z_{min})$	1.708	
$z$ (altezza costruzione sul suolo)	5.80	m
$C_d$	1	
$C_e(z)$	1.93	
$\alpha$ (Inclinazione copertura)	0	°
$C_{p1}$ (Copertura)	- 0.40	
$C_{p2}$ (Elementi Verticali - Sopravento) = $0,8 + 0,2$	+ 0.80	
$C_{p3}$ (Elementi Verticali - Sottovento) = $-0,6 + 0,2$	+ 0.40	
$p_1$ (Pressione vento in copertura)	- 0.53	kN/m <sup>2</sup>
$p_2$ (Pressione vento elementi verticali - Sopravento)	+ 0.88	kN/m <sup>2</sup>
$p_3$ (Pressione vento elementi verticali - Sottovento)	+ 0.53	kN/m <sup>2</sup>

L'azione del vento sui pannelli di tamponamento viene trasmessa alle travi perimetrali e alle travi di fondazione come una forza a metro lineare pari alla pressione del vento precedentemente calcolata ( $p_2$  e  $p_3$ ) per la metà dell'altezza dei pannelli ( $5.00 \times 0.50 = 2.50$  m):

L'azione del vento (depressione) sul solaio viene trasmessa alle travi trasversali come un carico metro lineare pari alla pressione del vento precedentemente calcolata  $p_1$  (pressione vento in copertura) per la zona d'influenza delle travi.

### 8.7 Pressione aerodinamica dei convogli (P\_DIN)

Il passaggio dei convogli induce sulle superfici situate in prossimità della linea ferroviaria onde di pressione e depressione. L'ampiezza di tali azioni dipende principalmente dai fattori di seguito elencati:

1. dal quadrato della velocità del treno ( $v$ );
2. dalla forma aerodinamica del convoglio ( $K_1$ );

3. dalla forma della struttura (K2);

4. dalla posizione della struttura e dalla distanza stessa dal binario (ag).

Le azioni possono essere schematizzate mediante carichi equivalenti agenti nelle zone prossime alla testa e alla coda del treno.

I carichi equivalenti sono considerati valori caratteristici delle azioni ( $\pm q_{1k}$ ).

Si ha pertanto:

$$q_{1k} = f(v; ag) \times K1 \times K2$$

dove:

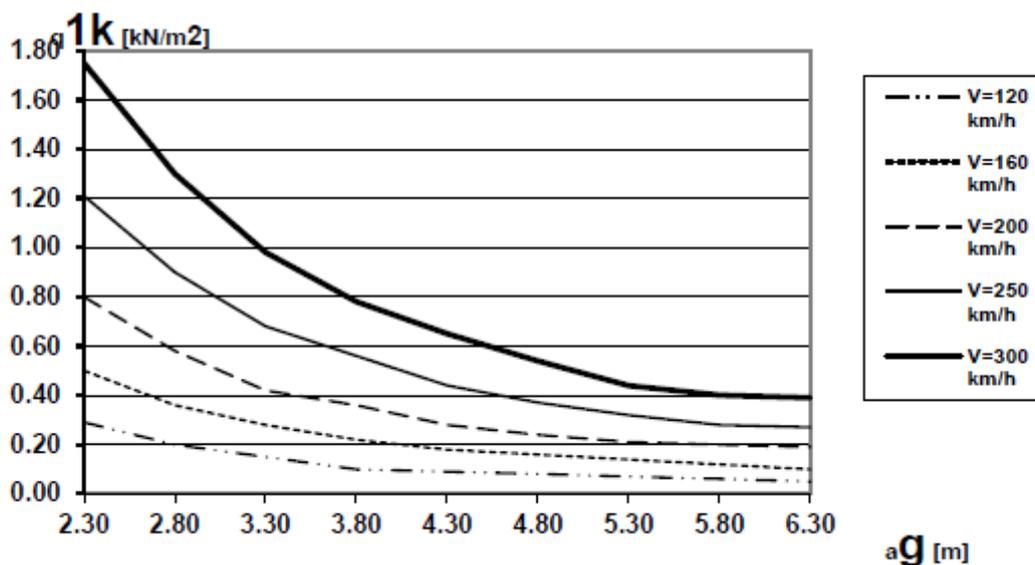
K1 = 1.00 per treni con forme aerodinamiche sfavorevoli

= 0.85 per treni con carrozze a sagoma arrotondata

= 0.60 per treni aerodinamici (ETR)

K2 = 1.30 se l'altezza dell'elemento è  $\leq 1.00$  o se la larghezza è  $\leq 2.50$ ; altrimenti K2 = 1.00;

ag = distanza dalla mezzeria del binario più vicino (nel caso in esame pari a 8.70m);



Nel caso specifico considerando essendo ag maggiore di 6.3 m, dall'abaco precedentemente riportato si evince che tale azione è pressochè nulla e pertanto non risulta dimensionante.

## 8.8 Variazioni termiche

Nel caso in cui la temperatura non costituisca azione fondamentale per la sicurezza o per la efficienza funzionale della struttura è consentito tener conto, per gli edifici, della sola componente  $\Delta T_u$ , ricavandola direttamente dalla Tab. 3.5.II delle NTC 2018 che viene riportata nel seguito.

**Tab. 3.5.II – Valori di  $\Delta T_u$  per gli edifici**

Tipo di struttura	$\Delta T_u$
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	$\pm 15 \text{ }^\circ\text{C}$
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	$\pm 10 \text{ }^\circ\text{C}$
Strutture in acciaio esposte	$\pm 25 \text{ }^\circ\text{C}$
Strutture in acciaio protette	$\pm 15 \text{ }^\circ\text{C}$

Nel caso in cui la temperatura costituisca, invece, azione fondamentale per la sicurezza o per la efficienza funzionale della struttura, l'andamento della temperatura  $T$  nelle sezioni degli elementi strutturali deve essere valutato più approfonditamente studiando il problema della trasmissione del calore.

Nel caso in esame, , si tiene conto della sola componente  $\Delta T_u$  e in particolare si assume  $\Delta T_u = \pm 15 \text{ }^\circ\text{C}$  per tutta la struttura.

## 8.9 Azione sismica

Per la definizione dell'azione sismica sono necessarie delle valutazioni preliminari relative alle seguenti caratteristiche proprie della costruzione (2.4 – NTC2018):

- Vita Nominale (VN);
- Classe d'uso (Cu);
- Periodo di Riferimento (VR).

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, ai sensi dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$ , nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente, con riferimento a prefissata probabilità di eccedenza PVR nel periodo di riferimento VR (3.2 – NTC2018).

La normativa NTC2018 definisce le forme spettrali, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- $a_g$  – Accelerazione orizzontale massima al sito;

F0 – Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

TC\* - Periodo d'inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nei confronti delle azioni sismiche si definiscono due stati limite di esercizio e due ultimi, che sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso (3.2.1 – NTC2018), ai quali corrispondono i seguenti valori dei parametri precedentemente definiti:

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può far riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (Tab. 3.2.II e 3.2.III – NTC2018).

Il terreno su cui insiste la costruzione è stato assimilato ad un sottosuolo di categoria C.

Nel caso in esame si può assumere una categoria topografica T1 (Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ ).

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore dell'accelerazione orizzontale massima  $a_g$  su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di  $a_g$  variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR.

Lo spettro di risposta elastico orizzontale è descritto dalle seguenti espressioni, riportate al punto 3.2.3.2.1 – NTC2018:

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

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

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

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

### 8.9.1 Parametri sismici

L'opera ricade nel comune di Brindisi. I corrispondenti valori delle caratteristiche sismiche per lo SLV (TR=1068 anni) sono riportati al capitolo 7.

Si attribuisce alla struttura una vita nominale VN = 75 anni e la classe d'uso IV con coefficiente d'uso Cu=2.0, in conformità ai riferimenti normativi di cui al §3.1.

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p><b>PROGETTO DEFINITIVO</b>  <b>NODO INTERMODALE DI BRINDISI</b>  <b>INFRASTRUTTURA DI COLLEGAMENTO DELL'AREA</b>  <b>INDUSTRIALE RETRO-PORTUALE DI BRINDISI CON</b>  <b>INFRASTRUTTURA FERROVIARIA NAZIONALE</b></p>					
<p><b>Fabbricato Tecnologico di bivio PPM FA02- Relazione di calcolo</b></p>	<p>COMMESSA IA7L</p>	<p>LOTTO 00</p>	<p>CODIFICA D10</p>	<p>DOCUMENTO CL FA0200 001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 32 di 156</p>

Il periodo di riferimento da considerare per il calcolo dell'azione sismica sarà quindi  $VR = Cu \times VN = 112.5$  anni.

Nelle figure seguenti sono riportati gli spettri elastici utilizzati per la definizione dell'azione sismica di progetto. I valori di progetto caratteristici (probabilità di superamento PVR e periodo di ritorno TR) sono i seguenti:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita:      PVR = 10%              TR = 1424 anni;
- Stato limite di Danno:                              PVR = 63%              TR = 151 anni;
- Stato limite di Operatività:                      PVR = 81%              TR = 90 anni.

Si riporta di seguito la definizione degli spettri per i vari stati limite utilizzati:

**Response Spectrum Italian NTC2008 Function Definition**

Function Name:  Function Damping Ratio:

**Parameters**

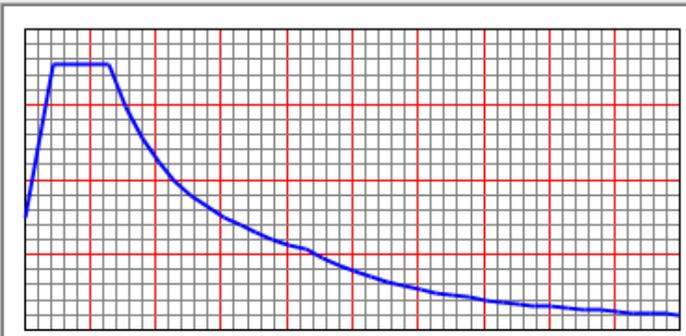
ag, F0 and Tc\* - by Latitude/Longitude  
 ag, F0 and Tc\* - by Island  
 ag, F0 and Tc\* User Specified

Site Longitude (degree):   
 Site Latitude (degree):   
 Island Name:   
 Limit State:   
 Usage Class:   
 Nominal Life:   
 Peak Ground Acc., ag/g:   
 Magnification Factor, F0:   
 Reference period, Tc\*:   
 Spectrum Type:   
 Soil Type:   
 Topography:   
 h/H ratio:   
 Spectrum Period, Tb:   
 Spectrum Period, Tc:   
 Spectrum Period, Td:   
 Damping Percentage, Xi:   
 Behavior Factor, q:

**Define Function**

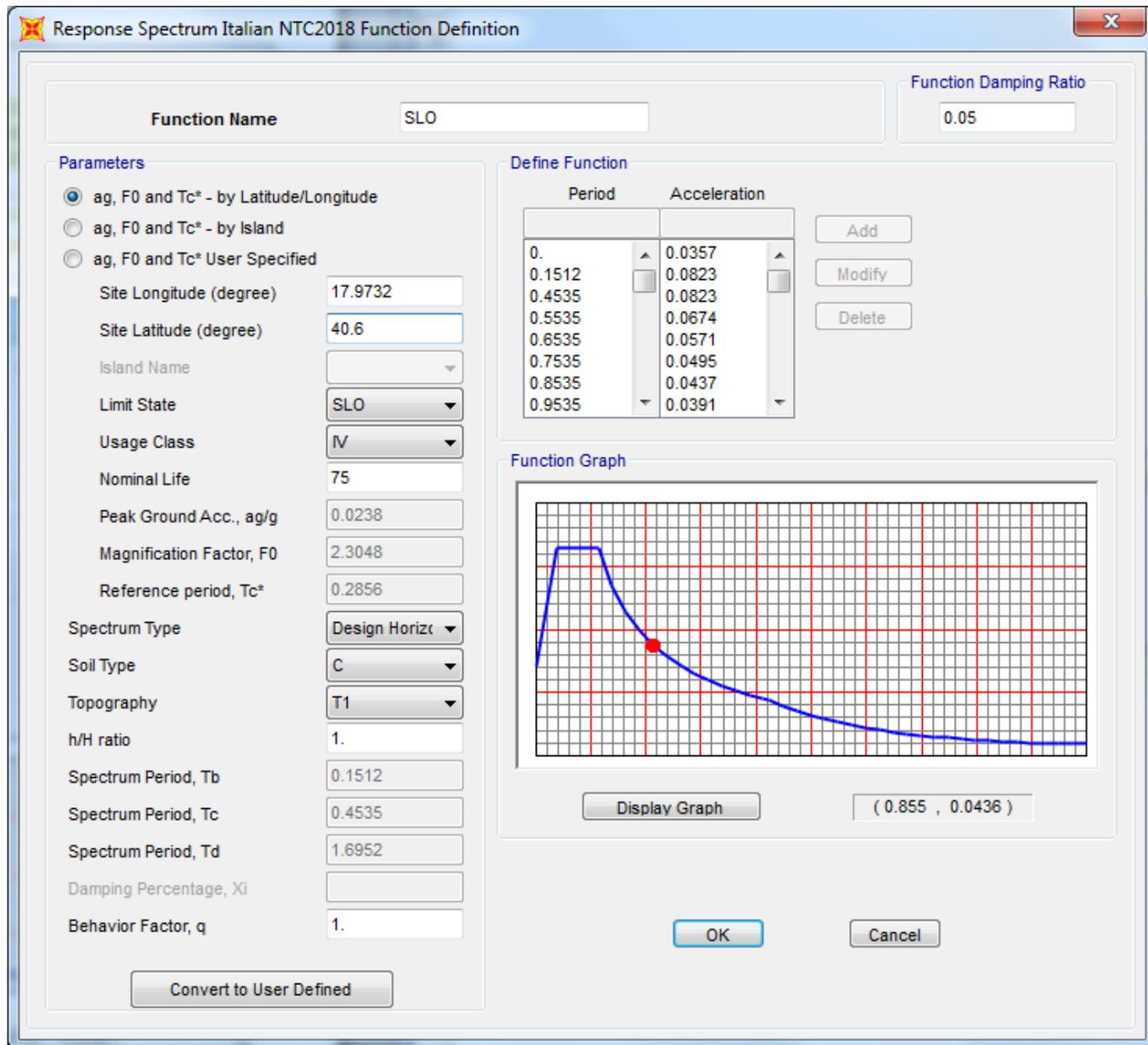
Period	Acceleration
0.	0.0447
0.1719	0.1065
0.5158	0.1065
0.6158	0.0892
0.7158	0.0767
0.8158	0.0673
0.9158	0.06
1.0158	0.0541

**Function Graph**



( 0.4355 , 0.0919 )

Figura 5 – Parametri sismici SLD



**Figura 6 – Parametri sismici SLO**

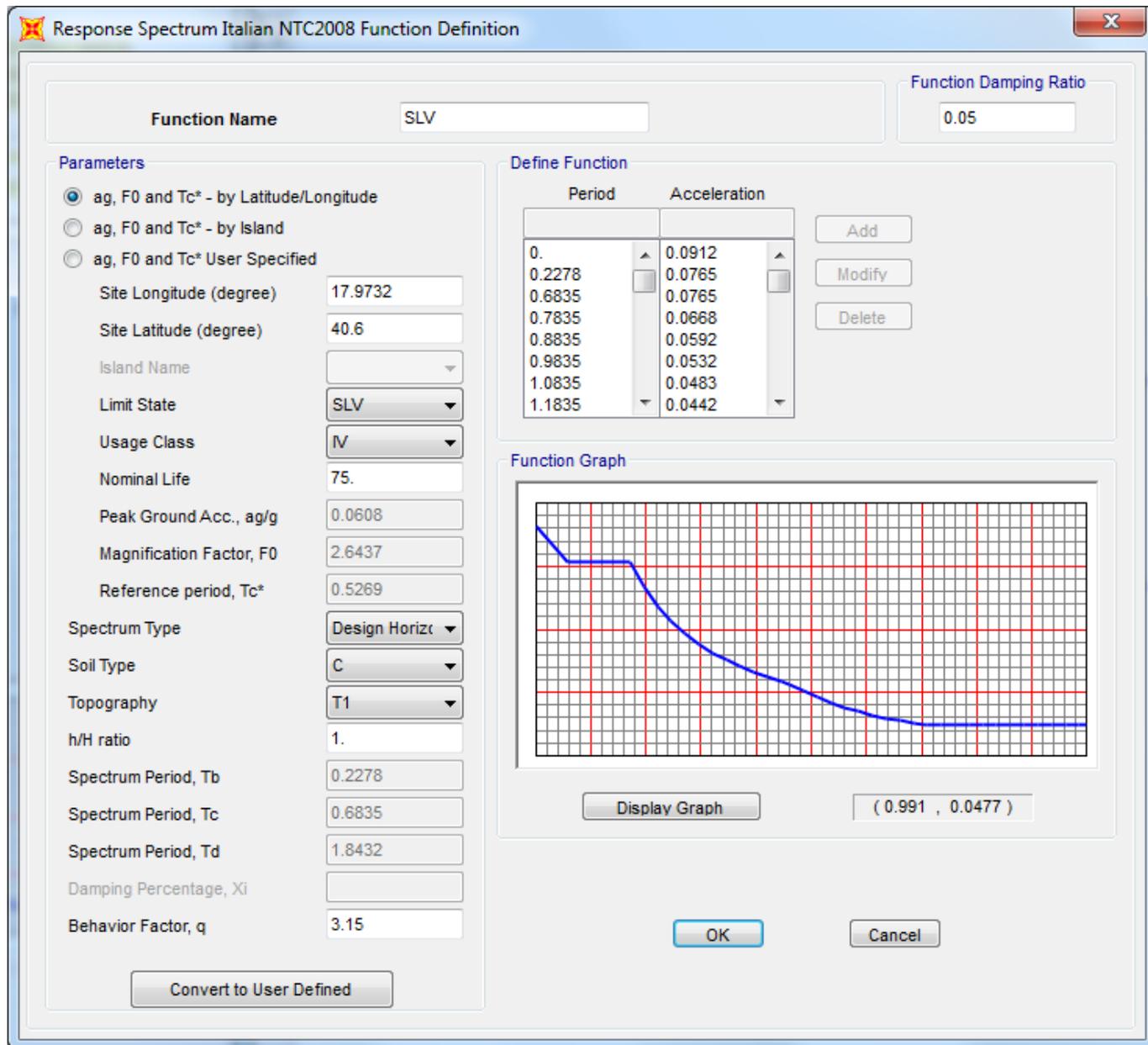


Figura 7 – Parametri sismici SLV

### 8.9.2 Fattore di struttura

Poiché il fabbricato è dotato di solai che presentano luce inferiore a 8 m, non è stata considerata la componente verticale dell'azione sismica, come stabilito al punto 7.2.1 delle NTC2018:

Agli stati limite ultimi le capacità dissipative delle strutture possono essere considerate attraverso una riduzione delle forze elastiche, tenendo conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica

della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni

In tal caso lo spettro di progetto da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR considerata con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule 3.2.4 - NTC2018  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura.

Il valore del fattore di struttura  $q$  da utilizzare per ciascuna direzione dell'azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità di materiale. Esso può essere calcolato mediante la seguente espressione:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

dove:

$q_0$  è il valore massimo del fattore di struttura

$K_R$  è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione.

Un problema importante è la scelta del valore base del coefficiente di comportamento  $q_0$ , che risulta legato alla tipologia strutturale ed al livello di duttilità attesa. Osservando le tipologie strutturali riportate al punto 7.4.3.1 – NTC2018 si evince che l'edificio in esame può essere riconducibile ad un sistema a telaio.

Per quanto riguarda il livello di duttilità attesa, si stabilisce di progettare il fabbricato in accordo con un comportamento strutturale dissipativo caratterizzato da Classe di Duttilità bassa (CD" B").

Pertanto, in base alla tabella 7.4.I delle NTC 2018, il coefficiente di comportamento  $q_0$  può essere valutato come segue:

$$q_0 = 3.0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$$

La struttura risulta regolare in altezza ed in pianta, in quanto il rapporto tra il lati dell'edificio è minore di 4:  $B/L = 3.85$ . per il calcolo di  $\alpha_u / \alpha_1$  si deve fare una media tra 1,00 e il valore riportato nella tabella Tab. 7.4.I delle NTC08.

Si definisce:

$$\alpha_u / \alpha_1 = 1.05$$

Pertanto il fattore di struttura al quale si farà riferimento per la definizione dello spettro di progetto è

$$q = 3.15.$$

Per gli stati limite di esercizio lo spettro di progetto da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR.

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p><b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>NODO INTERMODALE DI BRINDISI</b> <b>INFRASTRUTTURA DI COLLEGAMENTO DELL'AREA</b> <b>INDUSTRIALE RETRO-PORTUALE DI BRINDISI CON</b> <b>INFRASTRUTTURA FERROVIARIA NAZIONALE</b></p>					
<p><b>Fabbricato Tecnologico di bivio PPM FA02- Relazione di calcolo</b></p>	<p>COMMESSA IA7L</p>	<p>LOTTO 00</p>	<p>CODIFICA D10</p>	<p>DOCUMENTO CL FA0200 001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 37 di 156</p>

Per i fabbricati tecnologici in progetto, gli spettri di risposta di progetto agli stati limite SLD, SLV e SLO sono stati determinati tramite il foglio elettronico spettri.

Gli effetti dell'azione sismica vengono valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali dovuti al peso proprio ( $G_1$ ), ai sovraccarichi permanenti ( $G_2$ ) e a un'aliquota ( $\psi_{2j}$ ) dei sovraccarichi accidentali ( $Q_{kj}$ ):

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

I valori dei coefficienti  $\psi_{2j}$  sono riportati nella Tabella 2.5.1 – NTC2018. Nel caso in esame i sovraccarichi accidentali che possono essere sottoposti ad eccitazione sismica sono:

- per il solaio di copertura, la neve ed il vento per copertura presentano  $\psi_{2j} = 0$ ;
- per il solaio di copertura, il sovraccarico variabile agente presenta  $\psi_{2j} = 0$ .

Per tener conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa deve essere attribuita un'eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo. Per gli edifici, gli effetti dell'eccentricità accidentale del centro di massa possono essere determinati mediante l'applicazione di carichi statici costituiti da momenti torcenti di valore pari alla risultante orizzontale della forza agente al piano, moltiplicata per l'eccentricità accidentale del baricentro delle masse rispetto alla sua posizione di calcolo. In assenza di più accurate determinazioni l'eccentricità accidentale in ogni direzione non può essere considerata inferiore a 0.05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica.

Gli effetti delle forze equivalenti dovute all'eccentricità accidentale, vengono portati in conto nella combinazione sismica, sommandoli al contributo delle sollecitazioni che si ottengono a valle dell'analisi dinamica lineare con spettro di risposta.

Come metodo di analisi per determinare gli effetti dell'azione sismica si è scelto di utilizzare l'analisi dinamica lineare o analisi modale con spettro di risposta, nella quale l'equilibrio è trattato dinamicamente e l'azione sismica è modellata direttamente attraverso lo spettro di progetto.

L'analisi dinamica lineare consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

Come prescritto dalle NTC 2018 al paragrafo 7.3.3.1, devono essere considerati tutti i modi di vibrare con massa partecipante significativa. E' opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p><b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>NODO INTERMODALE DI BRINDISI</b> <b>INFRASTRUTTURA DI COLLEGAMENTO DELL'AREA</b> <b>INDUSTRIALE RETRO-PORTUALE DI BRINDISI CON</b> <b>INFRASTRUTTURA FERROVIARIA NAZIONALE</b></p>					
<p>Fabbricato Tecnologico di bivio PPM FA02- Relazione di calcolo</p>	<p>COMMESSA IA7L</p>	<p>LOTTO 00</p>	<p>CODIFICA D10</p>	<p>DOCUMENTO CL FA0200 001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 38 di 156</p>

superiore all'85%. Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi, deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa (CQC) degli effetti relativi a ciascun modo, secondo quanto definito al punto 7.3.3.1 delle NTC2018.

La risposta della struttura viene calcolata separatamente per ciascuna delle due componenti dell'azione sismica orizzontale; gli effetti sulla struttura, in termini di sollecitazioni e spostamenti, sono poi combinati applicando le seguenti espressioni:

$$1.00 \cdot E_x + 0.30 \cdot E_y$$

$$1.00 \cdot E_y + 0.30 \cdot E_x$$

Si è infine provveduto a combinare gli effetti dell'analisi spettrale ai differenti stati limite con quelli provocati dalle forze equivalenti all'eccentricità accidentale.

## 9 MODELLO STRUTTURALE E COMBINAZIONI DI CARICO

### 9.1 Metodologia di modellazione ed analisi

La struttura è stata modellata con l'ausilio di un programma di calcolo agli elementi finiti. Sono state svolte analisi sia statiche che dinamiche. In particolare, per le azioni sismiche si è fatto ricorso ad un'analisi dinamica lineare con spettro di risposta, utilizzando le azioni descritte nel paragrafo precedente.

### 9.2 Modellazione della geometria

L'analisi e le verifiche di sicurezza della struttura sono state condotte coerentemente con quanto indicato nel paragrafo §7.2.5 delle NTC18. In particolare è stato creato un primo modello della sola struttura in elevazione considerata incastrata alla base, utilizzato per il calcolo e la verifica di tutti gli elementi strutturali ad esclusione delle fondazioni e per il calcolo delle azioni trasmesse in fondazione. Il secondo modello comprende anche le strutture di fondazione impostando delle travi di fondazione a T rovescia interagenti con un suolo elastico.

Lo step del lavoro relativo al calcolo computazionale e alla definizione dell'output, in termini di caratteristiche di sollecitazione e deformazioni per i vari elementi strutturali, prevede un approccio preliminare basato sulla modellazione della struttura attraverso un processo di discretizzazione agli elementi finiti facendo riferimento ad un modello elastico. Gli elementi strutturali, travi e pilastri in elevazione e graticcio di travi rovesce in fondazione, sono stati schematizzati mediante elementi monodimensionali tipo *frame*. Essi presentano caratteristiche geometriche e meccaniche in accordo con le proprietà reali dei materiali e delle sezioni che li rappresentano. Ciascuna asta è stata posizionata in corrispondenza dell'asse baricentrico degli elementi strutturali.

L'analisi degli effetti dovuti all'azione sismica prevede la definizione delle masse strutturali partecipanti all'eccitazione dinamica dovuta al terremoto. Pertanto nel modello le masse strutturali coincidono con i

carichi caratteristici permanenti strutturali e non strutturali (i carichi di esercizio dovuti alla manutenzione sono trascurati).

La presenza del solaio di copertura è stata modellata mediante un vincolo di diaframma al livello di copertura, oltre che con l'assegnazione dei carichi alle travi. Seguendo tale ipotesi di calcolo, le componenti di spostamento del singolo nodo di impalcato vengono riferite a quelle di un nodo master, coincidente con il centro di massa dell'impalcato. L'assegnazione dei carichi alle travi è stata effettuata sulla base della tessitura dei solai secondo il criterio della larghezza d'influenza. Agli elementi in elevazione è stato assegnato un carico termico, pari a quello riportato nell'analisi dei carichi. Nelle figure seguenti si riportano le rappresentazioni dei modelli della struttura, con l'indicazione della numerazione delle aste e dei nodi.

### 9.2.1 Modelli SAP2000

3-D View

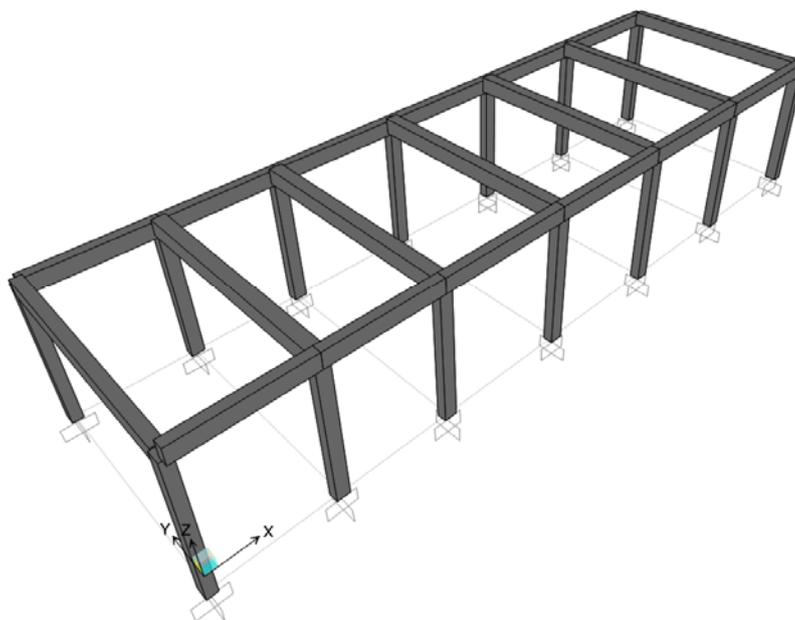
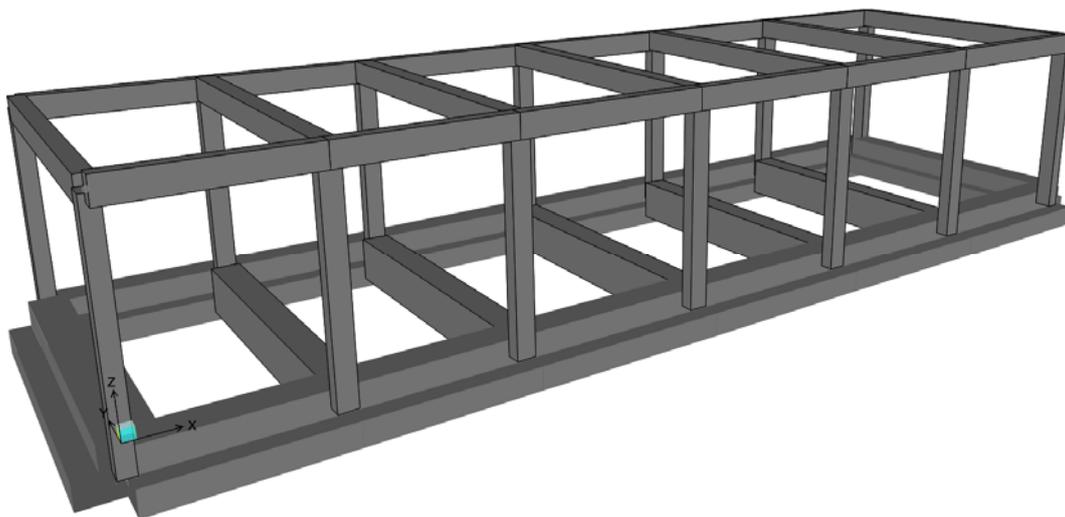
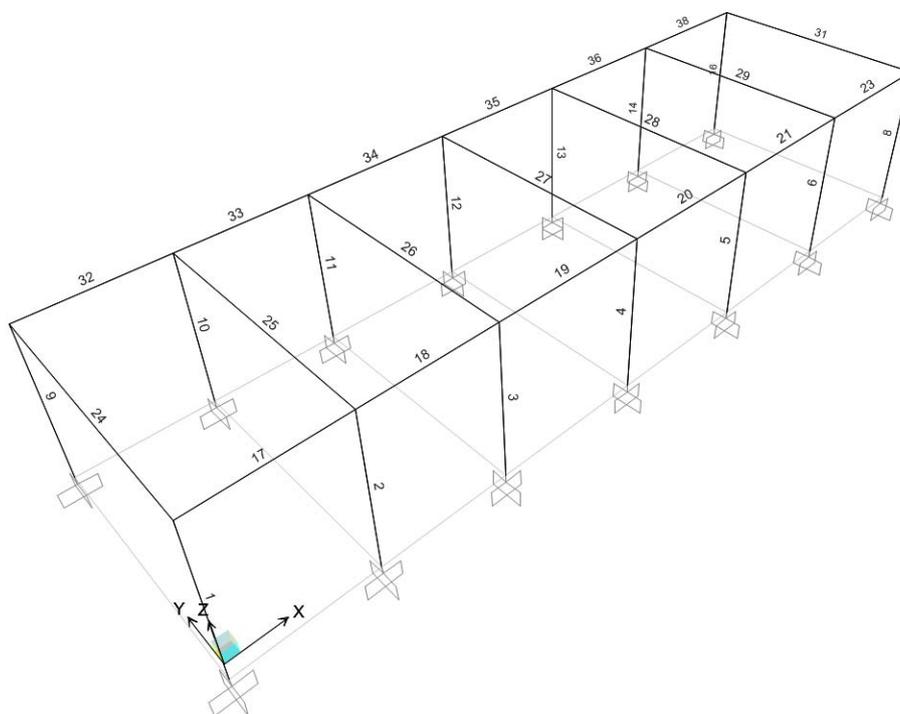


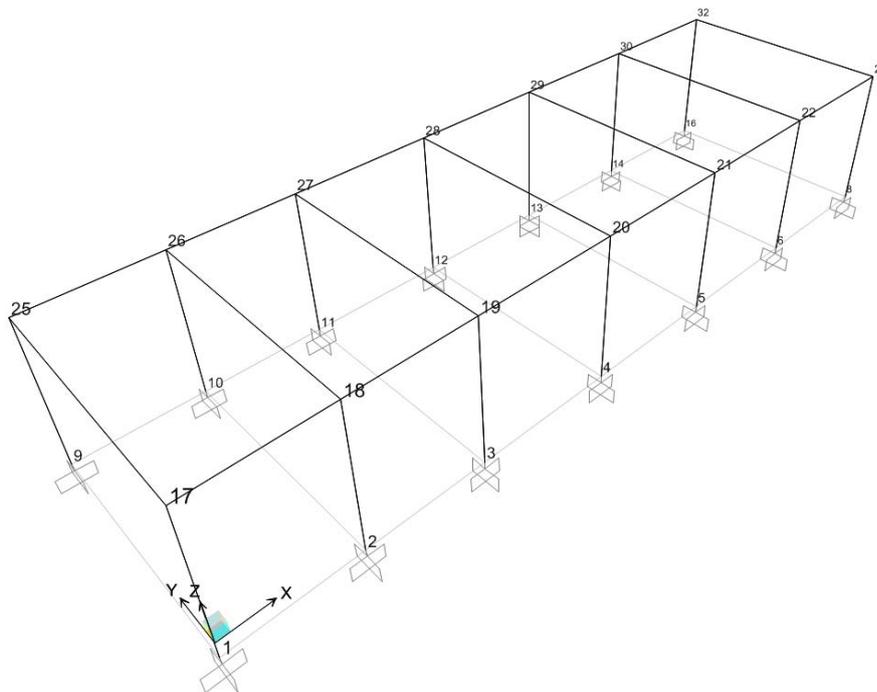
Figura 8 – Modello elevazione SAP, vista assonometrica



**Figura 9 – Modello fondazioni SAP, vista assometrica**



**Figura 10 – Modello elevazione SAP, numerazione aste**



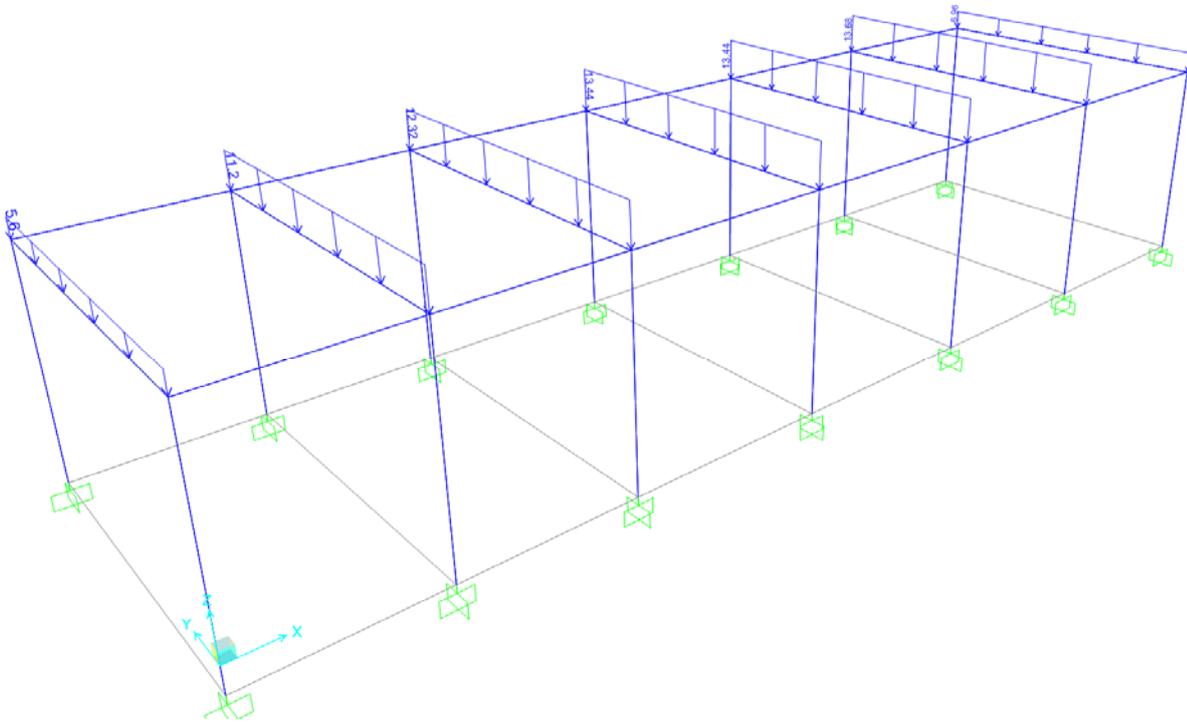
**Figura 11 – Modello elevazione SAP, numerazione nodi**

### 9.2.2 Costante di sottofondo del terreno

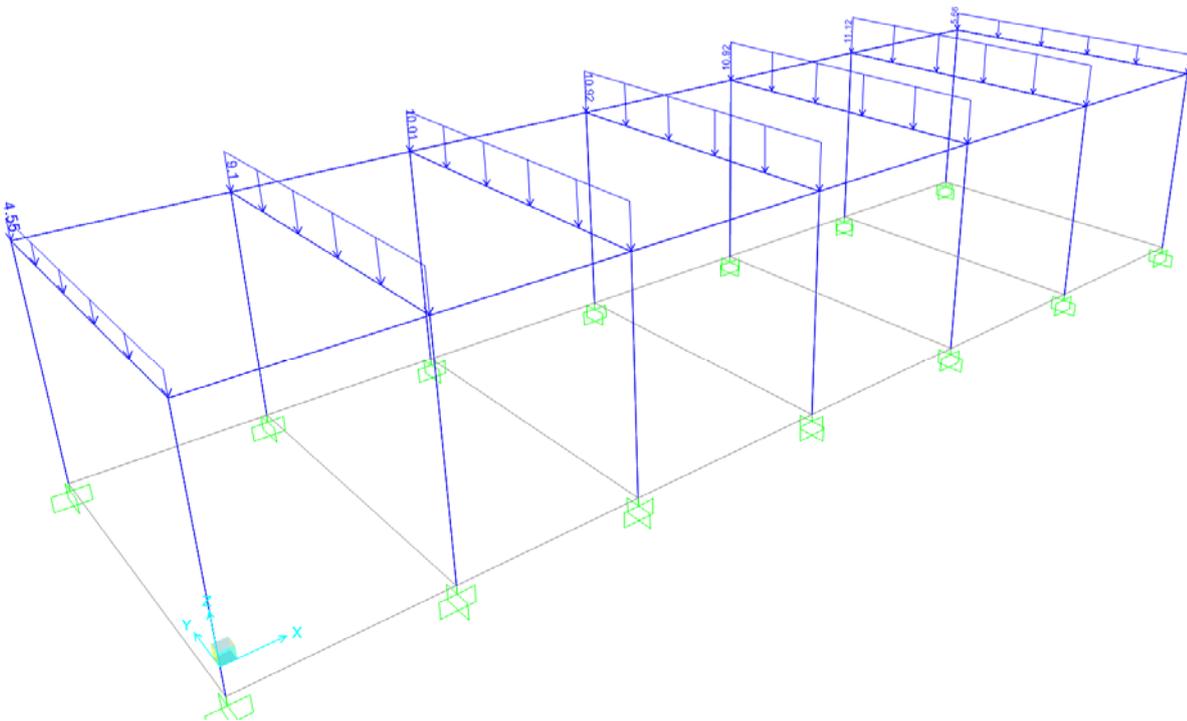
L'interazione tra terreno e struttura è stata studiata ipotizzando un comportamento elastico del terreno. L'intera struttura è poggiata a terra su un letto di molle alla Winkler la cui rigidità viene assegnata per unità di lunghezza di elemento. Il coefficiente di fondazione (Winkler) adottato nel modello è pari a  $K = 15000 \text{ kN/m}^3$ .

### 9.2.3 Condizioni di carico elementari

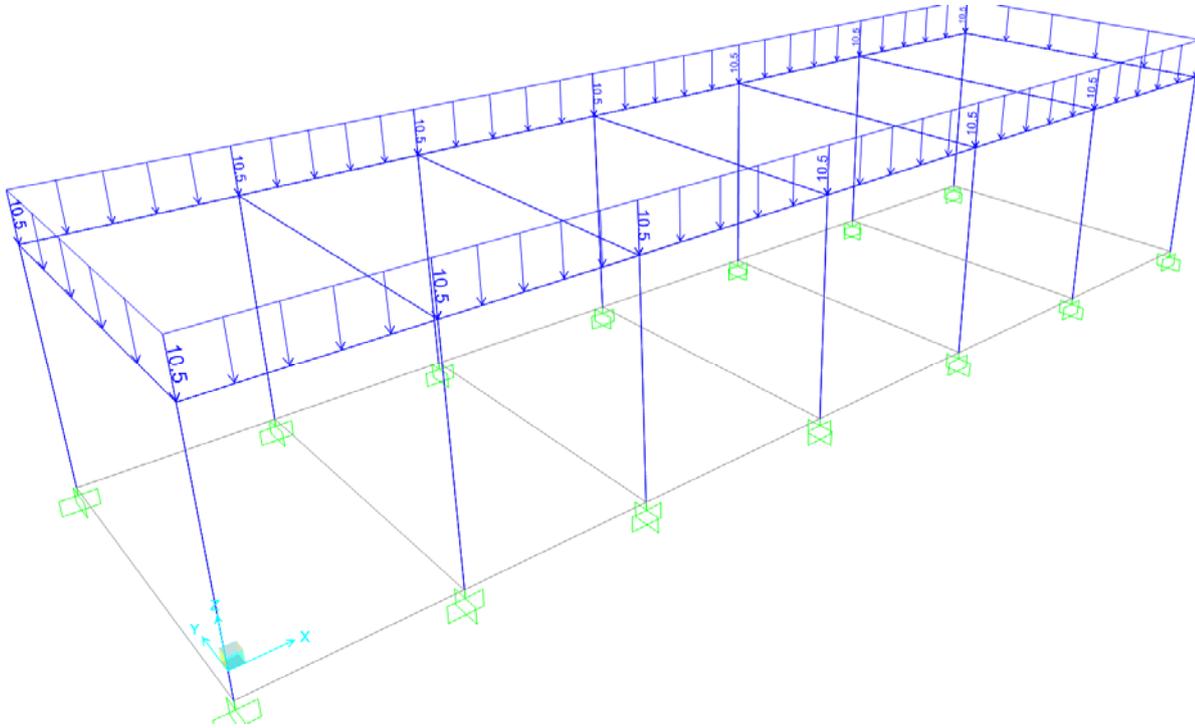
Di seguito si riportano alcune immagini del modello in cui sono visibili le condizioni di carico elementari



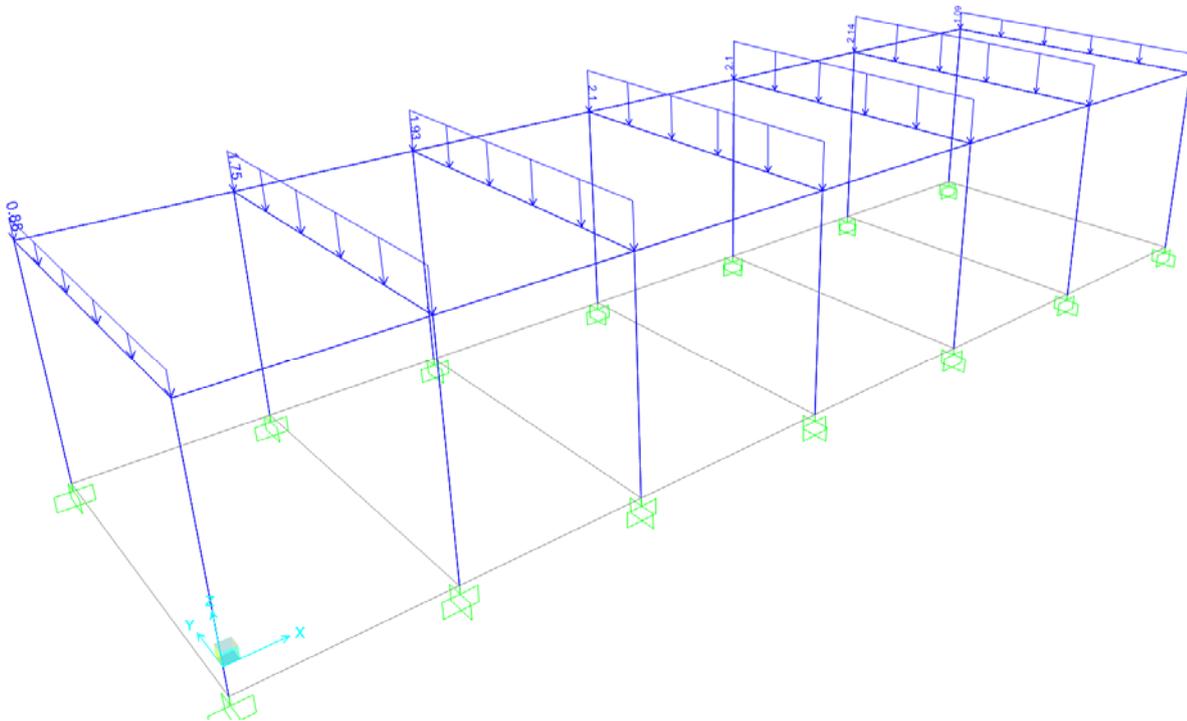
**Figura 12 – Carichi G1, carichi risultanti dalle aree di carico**



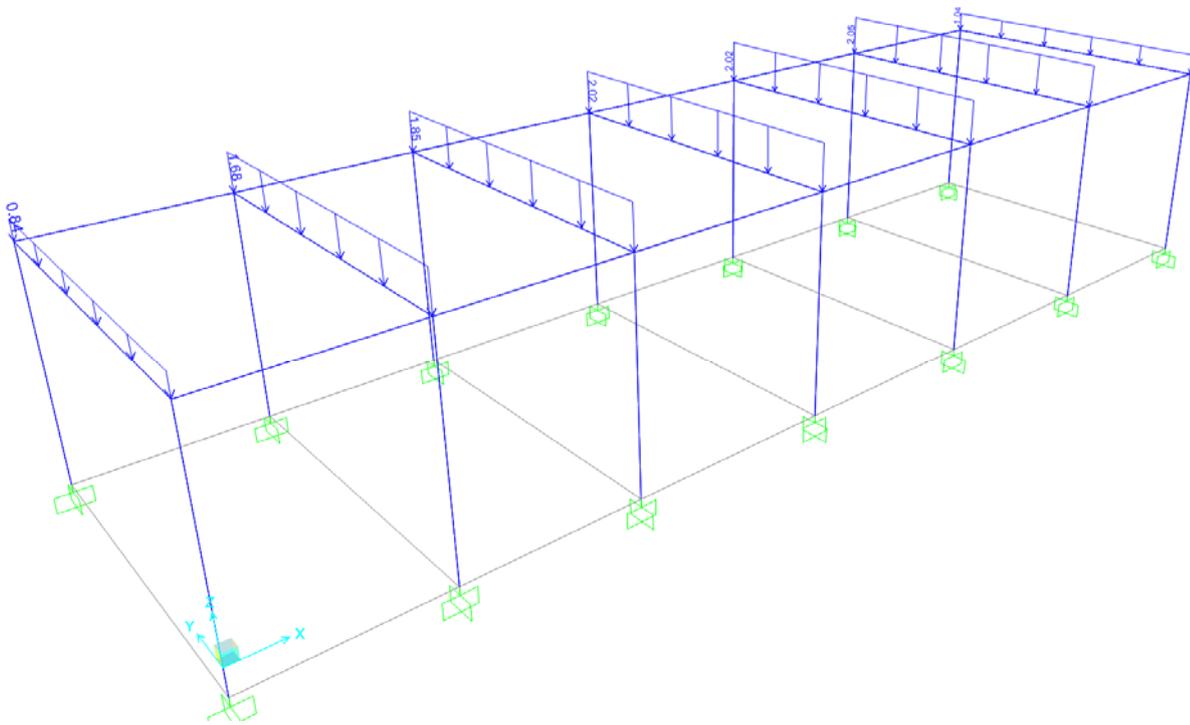
**Figura 13 – Carichi G2, carichi risultanti dalle aree di carico**



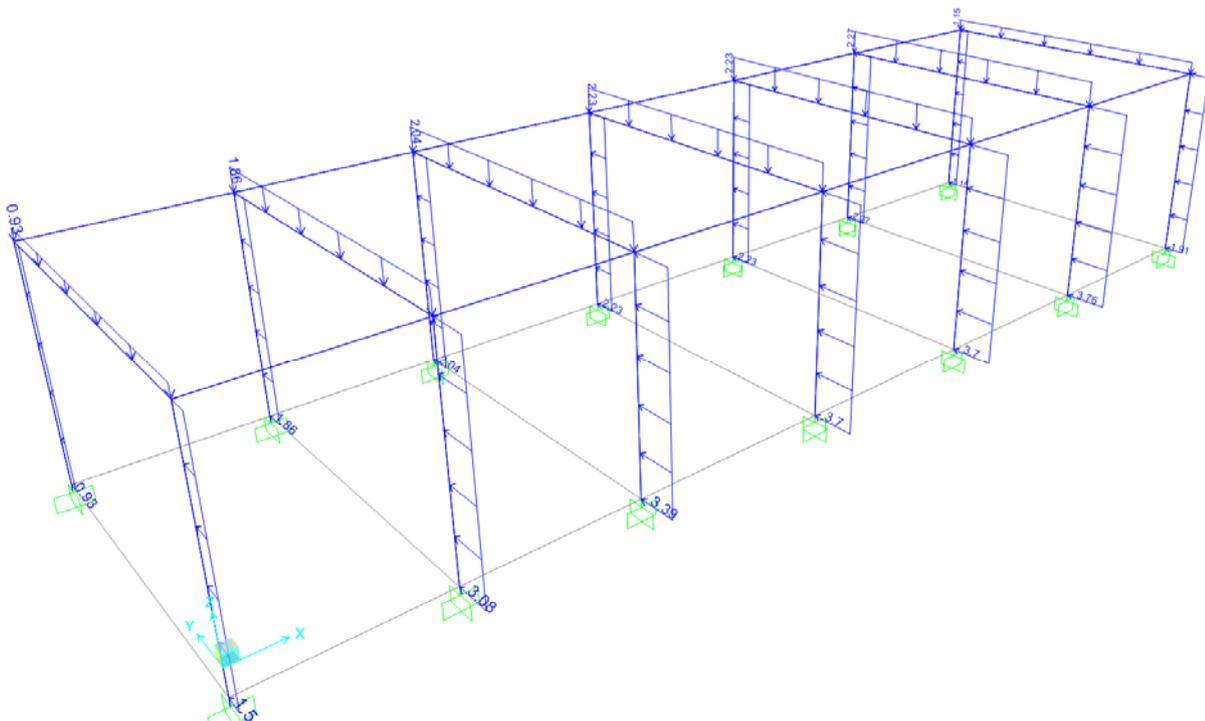
**Figura 14 – Carichi G2, carichi applicati ai frame**



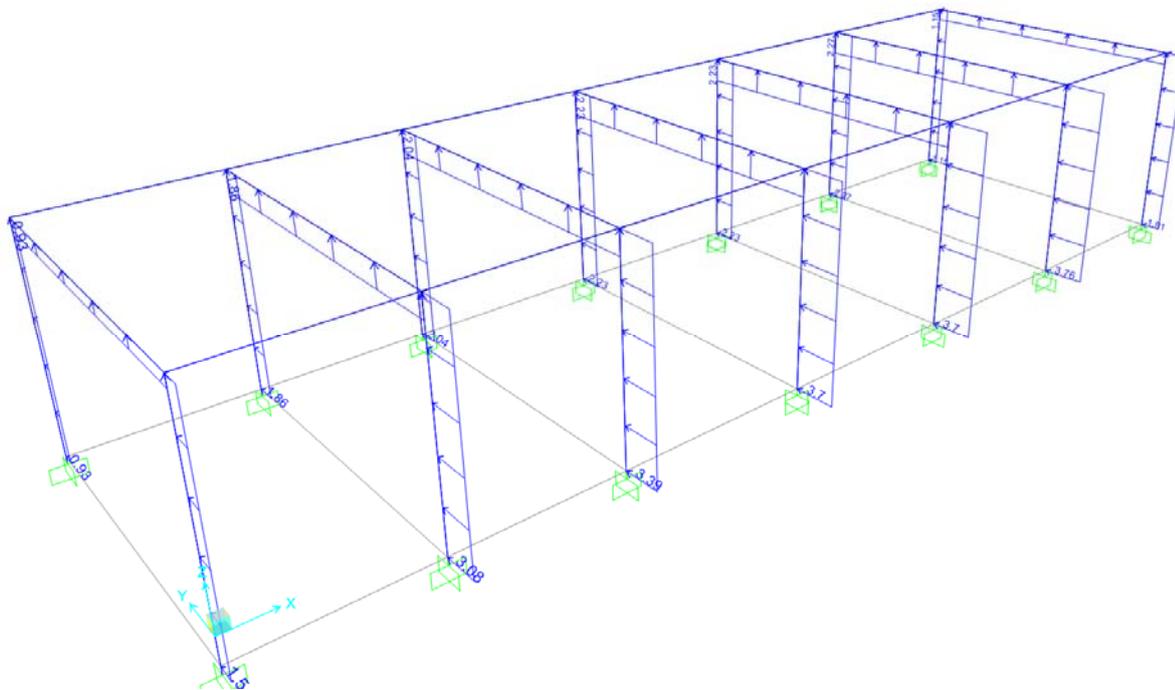
**Figura 15 – Carico Qk1 manutenzione, carichi risultanti dalle aree di carico**



**Figura 16 – Carico Qk2 neve, carichi risultanti dalle aree di carico**



**Figura 17 – Carico Qk3 + vento, carichi risultanti dalle aree di carico**



**Figura 18 – Carico Qk3 - vento, carichi risultanti dalle aree di carico**

Nella tabella seguente è riportato l'elenco delle condizioni di carico elementari considerate nella modellazione.

Numero	Sigla	Nome
1	G1	Peso Proprio
2	G1	Carico Solaio di Copertura
3	G2	Carico permanente non strutturale
4	Qk1	Sovraccarichi variabili solaio di copertura
5	Qk2	Neve
6+	Qk3+	Vento
6-	Qk3-	Vento
7	Qk4	Termica (+)

8	Qk5	Termica (-)
9	E	SismaY_SLV
10	E	SismaX_SLV
11	E	SismaY_SLD
12	E	SismaX_SLD
13	E	SismaY_SLO
14	E	SismaX_SLO

**Tabella 1 – SAP2000, Condizioni di carico elementari**

### 9.3 Combinazioni di carico

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

combinazione fondamentale (SLU):

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

combinazione sismica:

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

combinazione eccezionale:

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

combinazione Rara (SLE irreversibile):

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

combinazione Frequente (SLE reversibile):

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

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

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

combinazione Eccezionale (per le verifiche di resistenza al fuoco):

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

Nel seguito vengono riportate le combinazioni di carico che sollecitano la struttura. Le combinazioni di carico sotto riportate fanno riferimento alle condizioni di carico elementari descritte sopra.

SLU	G1	G1	G2	Qk1	Qk2	Qk3+	Qk3-	Qk4	Qk5
	Peso Proprio	Peso proprio Solaio	Perm. Non strutturali	Sovaccarichi accidentali - CATEGORIA H	Variabile Neve	Variabile Vento +	Variabile Vento -	TERMICA (+)	TERMICA (-)
Comb. 1	1.3	1.3	1.5	0	1.5	0.9		0.9	
Comb. 2	1.3	1.3	0.8	0	1.5	0.9		0.9	
Comb. 3	1.3	1.3	1.5	0	0.75	1.5		0.9	
Comb. 4	1.3	1.3	0.8	0	0.75	1.5		0.9	
Comb. 5	1.3	1.3	1.5	1.5	0.75	0.9		0.9	
Comb. 6	1.3	1.3	0.8	1.5	0.75	0.9		0.9	
Comb. 7	1.3	1.3	1.5	0	0.75	0.9		1.5	
Comb. 8	1.3	1.3	0.8	0	0.75	0.9		1.5	
Comb. 9	1.3	1.3	1.5	0	1.5	0.9			0.9
Comb. 10	1.3	1.3	0.8	0	1.5	0.9			0.9
Comb. 11	1.3	1.3	1.5	0	0.75	1.5			0.9
Comb. 12	1.3	1.3	0.8	0	0.75	1.5			0.9
Comb. 13	1.3	1.3	1.5	1.5	0.75	0.9			0.9
Comb. 14	1.3	1.3	0.8	1.5	0.75	0.9			0.9
Comb. 15	1.3	1.3	1.5	0	0.75	0.9			1.5
Comb. 16	1.3	1.3	0.8	0	0.75	0.9			1.5
Comb. 17	1.3	1.3	1.5	0	1.5		0.9	0.9	
Comb. 18	1.3	1.3	0.8	0	1.5		0.9	0.9	
Comb. 19	1.3	1.3	1.5	0	0.75		1.5	0.9	
Comb. 20	1.3	1.3	0.8	0	0.75		1.5	0.9	
Comb. 21	1.3	1.3	1.5	1.5	0.75		0.9	0.9	
Comb. 22	1.3	1.3	0.8	1.5	0.75		0.9	0.9	
Comb. 23	1.3	1.3	1.5	0	0.75		0.9	1.5	
Comb. 24	1.3	1.3	0.8	0	0.75		0.9	1.5	
Comb. 25	1.3	1.3	1.5	0	1.5		0.9		0.9
Comb. 26	1.3	1.3	0.8	0	1.5		0.9		0.9
Comb. 27	1.3	1.3	1.5	0	0.75		1.5		0.9
Comb. 28	1.3	1.3	0.8	0	0.75		1.5		0.9
Comb. 29	1.3	1.3	1.5	1.5	0.75		0.9		0.9

Comb. 30	1.3	1.3	0.8	1.5	0.75		0.9		0.9
Comb. 31	1.3	1.3	1.5	0	0.75		0.9		1.5
Comb. 32	1.3	1.3	0.8	0	0.75		0.9		1.5

**Tabella 2 – Combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo**

SLV	G1	G1	G2	Qk1	Qk2	Qk3	Qk4	Qk5	E	E
	Peso Proprio	Peso proprio Solaio	Perm. Non strutturali	Sovaccarichi accidentali - CATEGORIA H	Variabile Neve	Variabile Vento	TERMICA (+)	TERMICA (-)	SismaY SLV	SismaX SLV
Comb. 1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	0.3
Comb. 2	1	1	1	0	0	0	0	0	0.3	1

**Tabella 3 – Combinazioni di carico allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita**

SLO	G1	G1	G2	Qk1	Qk2	Qk3	Qk4	Qk5	E	E
	Peso Proprio	Peso proprio Solaio	Perm. Non strutturali	Sovaccarichi accidentali - CATEGORIA H	Variabile Neve	Variabile Vento	TERMICA (+)	TERMICA (-)	SismaY SLO	SismaX SLO
Comb. 1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	0.3
Comb. 2	1	1	1	0	0	0	0	0	0.3	1

**Tabella 4 – Combinazioni di carico allo Stato Limite di Operatività**

SLD	G1	G1	G2	Qk1	Qk2	Qk3	Qk4	Qk5	E	E
	Peso Proprio	Peso proprio Solaio	Perm. Non strutturali	Sovaccarichi accidentali - CATEGORIA H	Variabile Neve	Variabile Vento	TERMICA (+)	TERMICA (-)	SismaY SLD	SismaX SLD
Comb. 1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	0.3
Comb. 2	1	1	1	0	0	0	0	0	0.3	1

**Tabella 5 – Combinazioni di carico allo Stato Limite di Danno**

SLE RARA	G1	G1	G2	Qk1	Qk2	Qk3+	Qk3-	Qk4	Qk5
	Peso Proprio	Peso proprio Solaio	Perm. Non strutturali	Sovaccarichi accidentali - CATEGORIA H	Variabile Neve	Variabile Vento +	Variabile Vento -	TERMICA (+)	TERMICA (-)
Comb. 1	1	1	1	0	1	0.6		0.6	
Comb. 2	1	1	1	0	0.5	1		0.6	
Comb. 3	1	1	1	1	0.5	0.6		0.6	
Comb. 4	1	1	1	0	0.5	0.6		1	
Comb. 5	1	1	1	0	1	0.6			0.6
Comb. 6	1	1	1	0	0.5	1			0.6
Comb. 7	1	1	1	1	0.5	0.6			0.6
Comb. 8	1	1	1	0	0.5	0.6			1
Comb. 9	1	1	1	0	1		0.6	0.6	

Comb. 10	1	1	1	0	0.5		1	0.6	
Comb. 11	1	1	1	1	0.5		0.6	0.6	
Comb. 12	1	1	1	0	0.5		0.6	1	
Comb. 13	1	1	1	0	1		0.6		0.6
Comb. 14	1	1	1	0	0.5		1		0.6
Comb. 15	1	1	1	1	0.5		0.6		0.6
Comb. 16	1	1	1	0	0.5		0.6		1

**Tabella 6 – Combinazioni di carico allo Stato Limite Esercizio - Rara**

SLE FREQ.	G1	G1	G2	Qk1	Qk2	Qk3+	Qk3-	Qk4	Qk5
	Peso Proprio	Peso proprio Solaio	Perm. Non strutturali	Sovaccarichi accidentali - CATEGORIA H	Variabile Neve	Variabile Vento +	Variabile Vento -	TERMICA (+)	TERMICA (-)
Comb. 1	1	1	1	0	0.2	0		0	
Comb. 2	1	1	1	0	0	0.2		0	
Comb. 3	1	1	1	0	0	0		0	
Comb. 4	1	1	1	0	0	0		0.5	
Comb. 5	1	1	1	0	0	0			0.5
Comb. 6	1	1	1	0	0		0.2	0	

**Tabella 7 – Combinazioni di carico allo Stato Limite Esercizio – Frequente**

SLE QUASI PERM	G1	G1	G2	Qk1	Qk2	Qk3	Qk4	Qk5
	Peso Proprio	Peso proprio Solaio	Perm. Non strutturali	Sovaccarichi accidentali - CATEGORIA H	Variabile Neve	Variabile Vento	TERMICA (+)	TERMICA (-)
Comb. 1	1	1	1	0	0	0	0	0

**Tabella 8 – Combinazioni di carico allo Stato Limite Esercizio – Quasi permanente**

SLU	G1	G1	G2	Qk1	Qk2	Qk3	Qk4	Qk5	E	E
	Peso Proprio	Peso proprio Solaio	Perm. Non strutturali	Sovaccarichi accidentali - CATEGORIA H	Variabile Neve	Variabile Vento	TERMICA (+)	TERMICA (-)	SismaY SLV	SismaX SLV
Comb. 1	1	1	1	0.5	0	0	0	0	0	0

**Tabella 9 – Combinazioni di carico Eccezionale allo Stato Limite Ultimo**

#### 9.4 Risultati dell'analisi modale

È stata condotta un'analisi modale con condensazione di piano, di cui di seguito si riportano i risultati maggiormente significativi.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.411434	0.0%	98.7%	0.0%	0.0%	98.7%
MODAL	Mode	2	0.354827	0.0%	1.3%	0.0%	0.0%	100.0%
MODAL	Mode	3	0.347648	100.0%	0.0%	0.0%	100.0%	100.0%
MODAL	Mode	4	0.028424	0.0%	0.0%	38.1%	100.0%	100.0%
MODAL	Mode	5	0.028378	0.0%	0.0%	0.0%	100.0%	100.0%
MODAL	Mode	6	0.028204	0.0%	0.0%	12.6%	100.0%	100.0%
MODAL	Mode	7	0.028147	0.0%	0.0%	0.0%	100.0%	100.0%
MODAL	Mode	8	0.02775	0.0%	0.0%	2.8%	100.0%	100.0%
MODAL	Mode	9	0.027684	0.0%	0.0%	0.0%	100.0%	100.0%
MODAL	Mode	10	0.026918	0.0%	0.0%	16.2%	100.0%	100.0%
MODAL	Mode	11	0.026864	0.0%	0.0%	0.0%	100.0%	100.0%
MODAL	Mode	12	0.025746	0.0%	0.0%	8.6%	100.0%	100.0%

Tabella 10 – SAP2000 – Risultati analisi modale

Deformed Shape (MODAL) - Mode 1, T = 0.41143; f = 2.43052

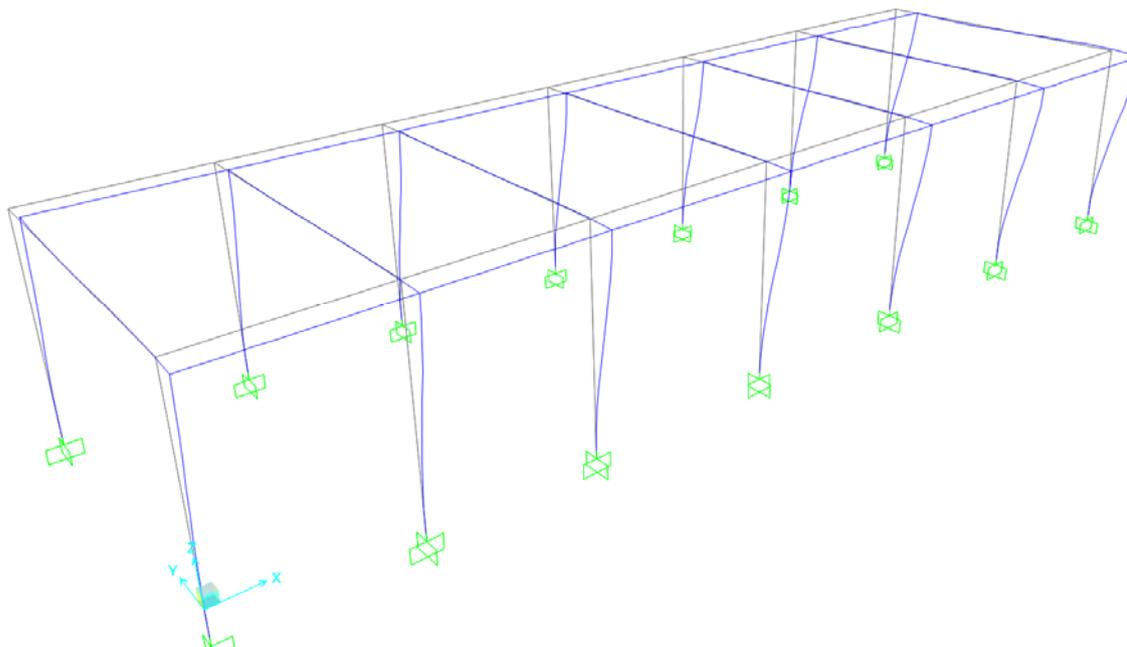
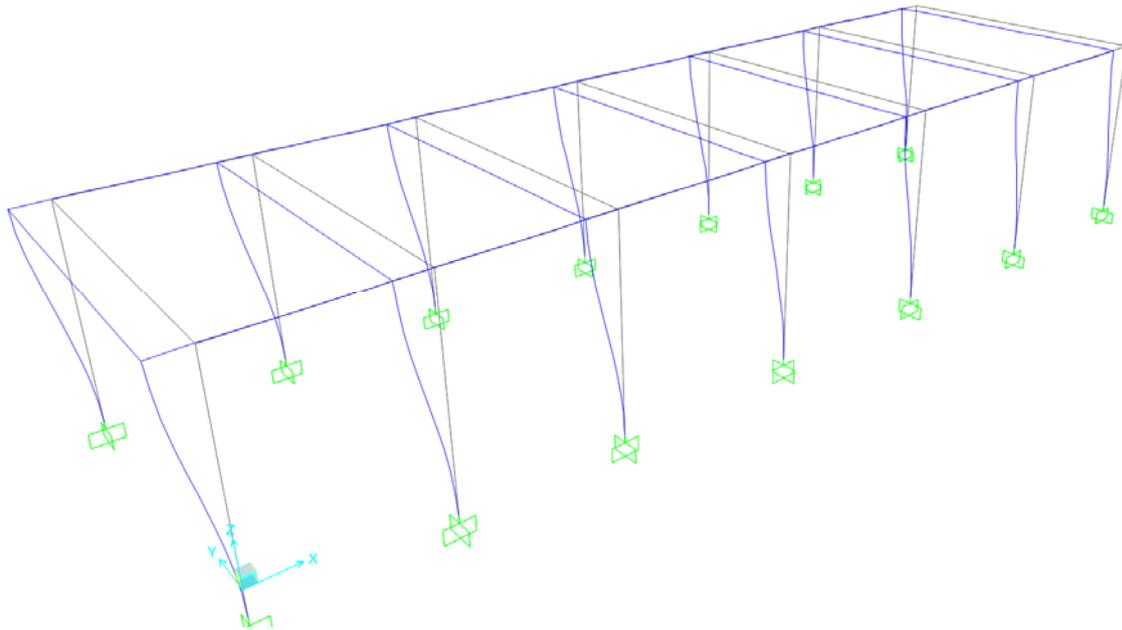


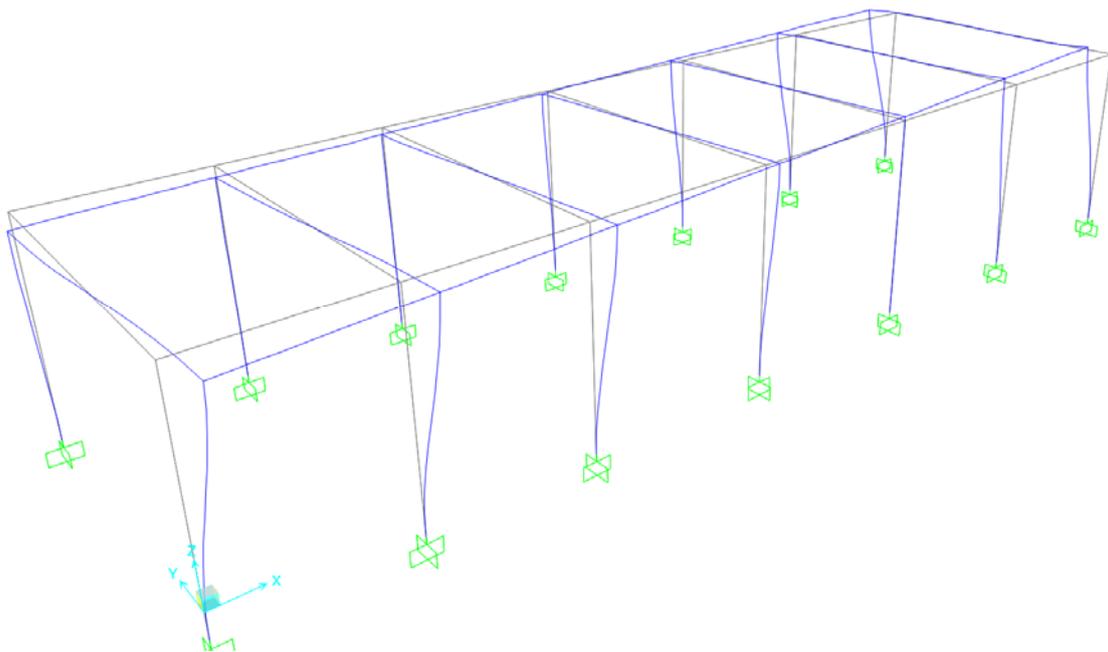
Figura 19 – SAP2000 - Analisi modale – Modo di vibrare n.1 – traslazione pura lungo y

Deformed Shape (MODAL) - Mode 2, T = 0.34765; f = 2.87647



**Figura 20 – SAP2000 - Analisi modale – Modo di vibrare n.3 – traslazione pura lungo x**

Deformed Shape (MODAL) - Mode 2, T = 0.35483; f = 2.81827



**Figura 21 – SAP2000 - Analisi modale – Modo di vibrare n.2 – torsione**

## 9.5 Sollecitazioni maggiormente significative

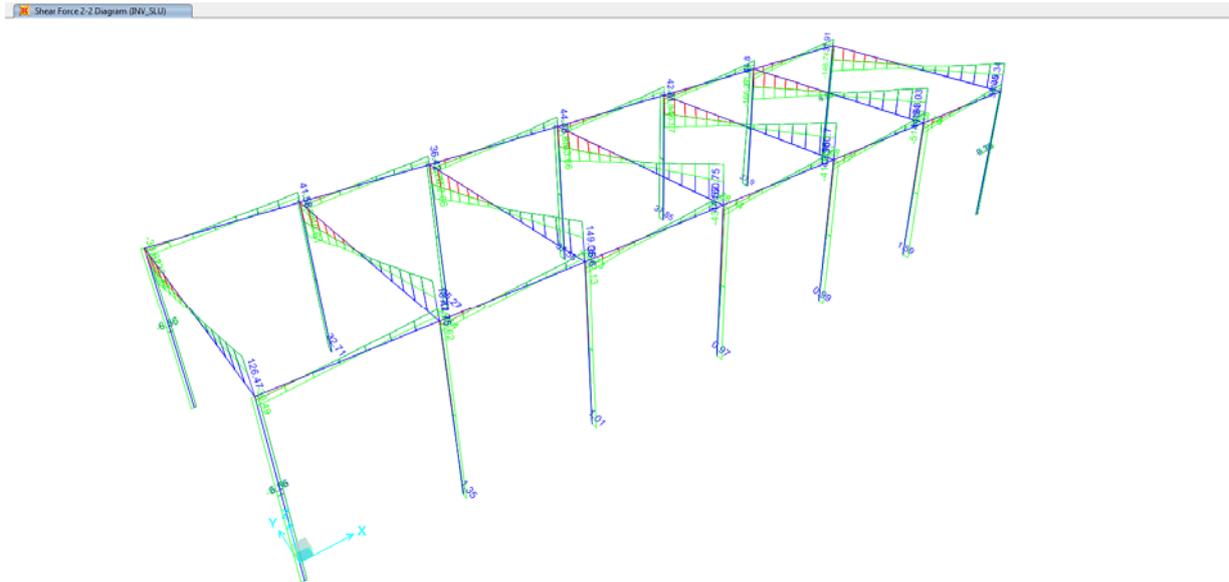


Figura 22 – SAP2000 - INV SLU – Sollecitazione di taglio V2

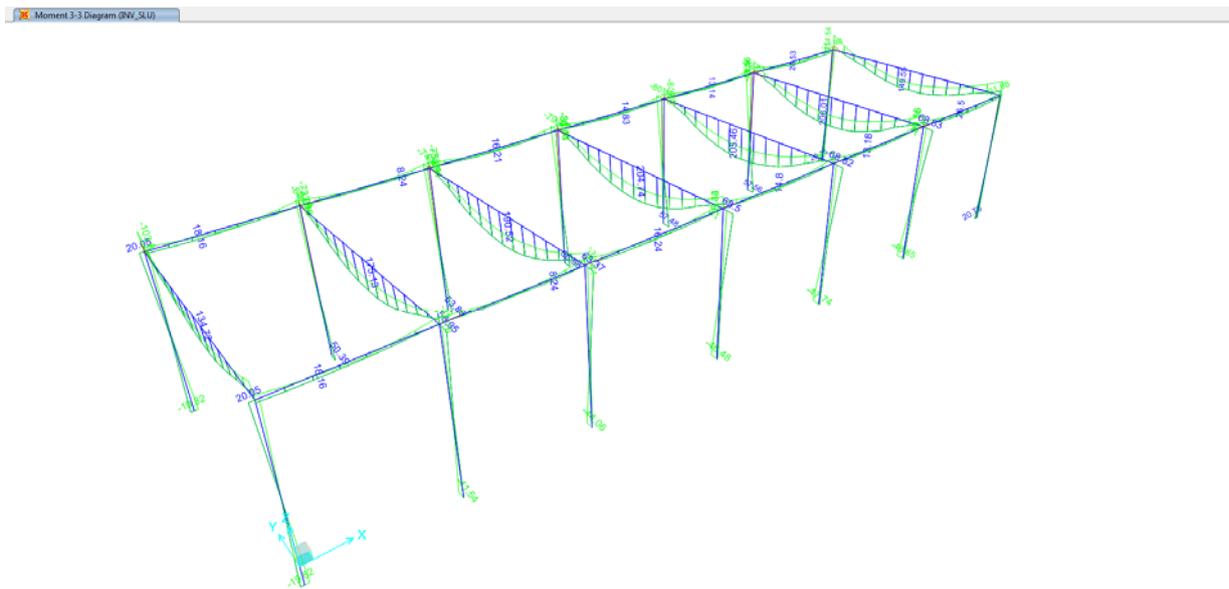


Figura 23 – SAP2000 - INV SLU/SLV – Sollecitazione di flessione M3



## 10 VERIFICHE STRUTTURALI

Di seguito si riportano le verifiche relative agli elementi strutturali principali della struttura.

Si considereranno le sollecitazioni di calcolo, per l'elemento maggiormente sollecitato, in corrispondenza della sezione d'appoggio e della sezione di campata (convenzione sui segni: compressione negativa (-), momento flettente che tende le fibre superiori negativo (-)).

Verranno considerate le sollecitazioni minime e massime per gli SLU, SLV, SLD, SLE rara, SLE frequente e SLE quasi permanente.

A favore di sicurezza, le verifiche sono condotte con un calcestruzzo C28/35.

### 10.1 Stati Limite Ultimi

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

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

$$MRd = MRd (NEd) \geq MEd$$

dove:

- NEd è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;
- MRd è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a NEd;
- MEd è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

Per la verifica nello stato limite ultimo a taglio si valuta inizialmente la resistenza VRd1 dell'elemento privo di armatura trasversale. Qualora risulti inferiore alla sollecitazione di taglio VEd agente nella sezione, si predispone un'armatura trasversale e si valuta il taglio resistente VRd dell'elemento ricorrendo alla schematizzazione a traliccio ideale.

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

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

in cui

$$k = 1 + (200/d)0,5 \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}0,5$$

d                                      altezza utile della sezione

$r_l = A_{sl} / (b_w d)$                       rapporto geometrico di armatura longitudinale ( $\leq 0,02$ )

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

$b_w$                                       larghezza sezione

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

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

La resistenza a taglio della trave è pari a

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

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

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

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

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

dove  $d$ ,  $b_w$  e  $\alpha_{cp}$  hanno il significato già visto e inoltre si è posto:

$A_{sw}$  area dell'armatura trasversale;

$s$  interasse tra due armature trasversali consecutive;

$\alpha$  angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

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

$\alpha_c$  coefficiente maggiorativo assunto pari a 1

L'inclinazione  $\theta$  dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:  $1 \leq ctg \theta \leq 2,5$ .

## 10.2 Stati Limite di Esercizio

Le verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio degli elementi strutturali si effettuano in termini di:

- verifica di fessurazione;
- verifica delle tensioni di esercizio.

### a) Verifiche di fessurazione:

Per assicurare la funzionalità e la durata della struttura è necessario:

- realizzare un sufficiente ricoprimento delle armature con calcestruzzo di buona qualità e compattezza, bassa porosità e bassa permeabilità;
- non superare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni ed alla sensibilità delle armature alla corrosione;
- tener conto delle esigenze estetiche.

Avendo adottato acciai ordinari si rientra nel gruppo di armature poco sensibili alla corrosione. Pertanto sulla base della tabella 4.1.IV – NTC2018 è possibile definire lo stato limite di fessurazione in funzione delle condizioni ambientali (ordinarie) e dell'armatura (poco sensibile), prendendo in considerazione le combinazioni quasi permanenti e frequenti. Nel caso in esame lo stato limite di fessurazione da considerare è lo stato limite di apertura delle fessure. La verifica consiste nell'accertarsi che il valore di

calcolo di apertura delle fessure ( $w_d$ ) non supera il valore limite fissato per la combinazione considerata. In particolare si verifica che risulti  $w_d < 0.2$  mm.

b) Verifiche delle tensioni di esercizio:

Per completare il quadro delle verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) è necessario controllare le tensioni di esercizio. In particolare bisogna verificare che:

- Per il calcestruzzo compresso:

$$\sigma_c < 0.55 f_{ck} \text{ (per combinazione caratteristica rara);}$$

$$\sigma_c < 0.40 f_{ck} \text{ (per combinazione quasi permanente);}$$

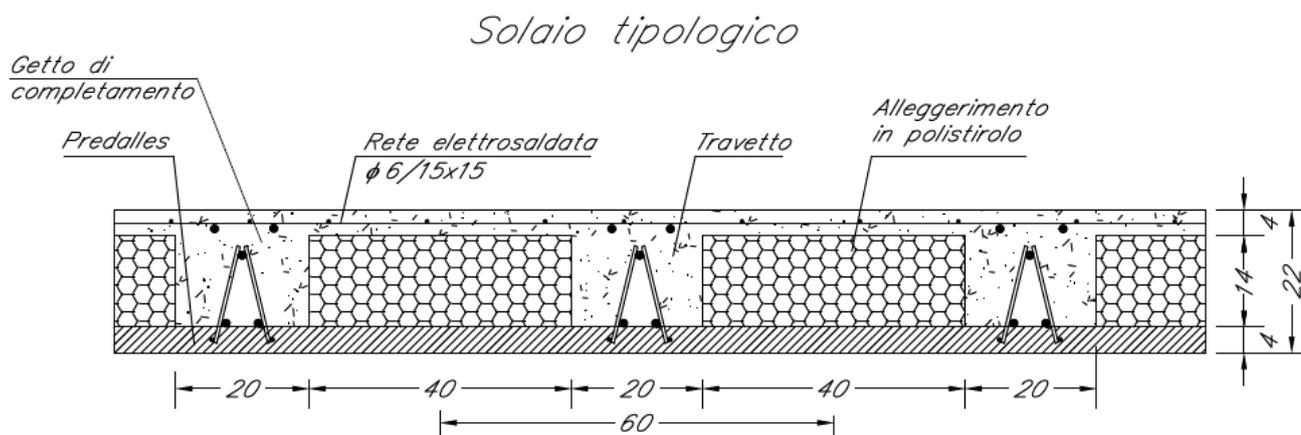
- Per l'acciaio:

$$\sigma_s < 0.70 f_{yk} \text{ (per combinazione caratteristica rara).}$$

Di seguito si riportano le tensioni di esercizio determinate in corrispondenza della combinazione che produce il valore di tensione più gravoso distinguendo tra combinazioni rare e quasi permanenti. Dalle tabelle seguenti, nelle quali accanto a ciascun valore di tensione viene indicato il corrispondente valore limite, si evince che le verifiche delle tensioni di esercizio risultano soddisfatte.

### 10.3 Solaio di copertura

Si prevede di realizzare l'impalcato di copertura utilizzando lastre prefabbricate tipo predalles, creando un solaio di spessore 4+14+4, la cui sezione tipica è riportata nella figura seguente.



**Figura 26 - Solaio copertura – Sezione tipica**

I carichi agenti sono quelli riportati nel paragrafo §8 della presente relazione.

Di seguito sono riportati nel dettaglio i calcoli e le verifiche condotte per i solai, con riferimento a ciascuno schema di calcolo significativo.

Il solaio si considera, a vantaggio di sicurezza, come una trave semplicemente appoggiata, con campata di luce pari a  $L_{max} = 4.20$  m. Con riferimento all'analisi dei carichi, di seguito si riportano le caratteristiche di sollecitazioni significative. La verifica viene condotta in riferimento al singolo travetto (interasse  $i = 0.60$  m).

Si considera agente il peso proprio dell'intero solaio e il carico della neve e il sovraccarico variabile. Lo schema è quello di trave semplicemente appoggiata per il dimensionamento della sezione in campata e di trave doppiamente incastrata per le sezioni di appoggio.

Peso del solaio:  $G_1 = 3.20 \cdot 0.6 = 1.92$  kN/m

Carichi Permanenti:  $G_2 = 2.60 \cdot 0.6 = 1.56$  kN/m

Carico Accidentale:  $Q_{1k} = 0.5 \cdot 0.6 = 0.30$  kN/m

Carico Neve:  $Q_{2k} = 0.48 \cdot 0.6 = 0.288$  kN/m

Carico Totale SLU combo 5:  $Q_{SLU} = 5.50$  kN/m

Carico Totale SLE rara:  $Q_{SLE\_rara} = 3.92$  kN/m

Carico Totale SLE frequente:  $Q_{SLE\_freq} = 3.53$  kN/m

Carico Totale SLE quasi permanente  $Q_{SLE\_qp} = 3.48$  kN/m

#### Sollecitazioni SLU

$$M_{max} \text{ (in campata)} = [5.50 \times (4.20)^2] / 8 = 12.13 \text{ kNm}$$

$$T_{max} \text{ (in appoggio)} = 5.50 \times 4,20 / 2 = 11.55 \text{ kN}$$

$$M_{min} \text{ (in appoggio)} = [5.50 \times (4.20)^2] / 12 = 8.09 \text{ kNm}$$

#### Sollecitazioni SLE rara

$$M_{max} \text{ (in campata)} = [3.92 \times (4.20)^2] / 8 = 8.65 \text{ kNm}$$

$$T_{max} \text{ (in appoggio)} = 3.92 \times 4,20 / 2 = 8.24 \text{ kN}$$

$$M_{min} \text{ (in appoggio)} = [3.92 \times (4.20)^2] / 12 = 5.77 \text{ kNm}$$

Sollecitazioni SLE frequente

$$M_{\max} \text{ (in campata)} = 7.80 \text{ kNm}$$

$$M_{\min} \text{ (in appoggio)} = 7.43 \text{ kNm}$$

$$T_{\max} \text{ (in appoggio)} = 5.20 \text{ kN}$$

Sollecitazioni SLE quasi permanente

$$M_{\max} \text{ (in campata)} = 7.67 \text{ kNm}$$

$$M_{\min} \text{ (in appoggio)} = 7.31 \text{ kNm}$$

$$T_{\max} \text{ (in appoggio)} = 5.12 \text{ kN}$$

Di seguito si riportano la verifiche del singolo travetto. La verifica a flessione è stata condotta mediante il software Sezioni CA (Geostru), per la sezione di appoggio e quella di campata.

## Verifica a flessione

### DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: Travetto14+4

(Percorso File: D:\Commesse\C2S\LAVORO\_MIC\Travetto14+4.sez)

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inertzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica
Posizione sezione nell'asta:	Non in zona critica

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO -	Classe: C28/35
Resis. compr. di calcolo fcd :	158.60 daN/cm <sup>2</sup>
Resis. compr. ridotta fcd' :	79.30 daN/cm <sup>2</sup>
Def.unit. max resistenza ec2 :	0.0020
Def.unit. ultima ecu :	0.0035
Diagramma tensione-deformaz. :	Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale Ec :	323080 daN/cm <sup>2</sup>
Coeff. di Poisson :	0.20
Resis. media a trazione fctm :	28.80 daN/cm <sup>2</sup>
Coeff. Omogen. S.L.E. :	15.0
Combinazioni Rare in Esercizio (Tens.Limite):	
Sc Limite :	168.00 daN/cm <sup>2</sup>
Apert.Fess.Limite :	Non prevista
Combinazioni Frequenti in Esercizio (Tens.Limite):	
Sc Limite :	168.00 daN/cm <sup>2</sup>
Apert.Fess.Limite :	0.400 mm
Combinazioni Quasi Permanenti in Esercizio (Tens.Limite):	

Sc Limite : 126.00 daN/cm<sup>2</sup>  
Apert.Fess.Limite : 0.300 mm

ACCIAIO - Tipo: B450C  
Resist. caratt. snervam. fyk: 4500.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Resist. caratt. rottura ftk: 5400.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Resist. snerv. di calcolo fyd: 3913.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Resist. ultima di calcolo ftd: 4500.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Deform. ultima di calcolo Epu: 0.068  
Modulo Elastico Ef : 2000000 daN/cm<sup>2</sup>  
Diagramma tensione-deformaz. : Bilineare finito  
Coeff. Aderenza ist.  $\beta_1 \cdot \beta_2$  : 1.00 daN/cm<sup>2</sup>  
Coeff. Aderenza diff.  $\beta_1 \cdot \beta_2$  : 0.50 daN/cm<sup>2</sup>  
Comb.Rare Sf Limite : 3600.0 daN/cm<sup>2</sup>

**CARATTERISTICHE DOMINI CONGLOMERATO**

**DOMINIO N° 1**

Forma del Dominio: Poligonale  
Classe Conglomerato: C28/35

N.vertice	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm
1	-10.00	0.00
2	-10.00	14.00
3	-30.00	14.00
4	-30.00	18.00
5	30.00	18.00
6	30.00	14.00
7	10.00	14.00
8	10.00	0.00

**DATI BARE ISOLATE**

N.Barra Numero assegnato alle singole barre isolate e nei vertici dei domini  
Ascissa X Ascissa in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O  
Ordinata Y Ordinata in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O  
Diam. Diametro in mm della barra

N.Barra	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm	Diam.Ø,mm
1	-6.00	4.00	16
2	-6.00	14.00	16
3	6.00	14.00	16
4	6.00	4.00	16

**ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
Vy Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia y  
Vx Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia x

N.Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0	1213	0	10	0
2	0	-809	0	10	0

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

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.  
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia

con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N.Comb.	N	Mx	My
1	0	865	0
2	0	-577	0



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

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.  
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N.Comb.	N	Mx	My
1	0	780	0
2	0	-520	0

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

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.  
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N.Comb.	N	Mx	My
1	0	767	0
2	0	-512	0

**RISULTATI DEL CALCOLO**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 3.2 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 8.4 cm  
Copriferro netto minimo staffe: 2.4 cm

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)  
Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)  
Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult, My ult) e (N, Mx, My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	0	1213	0	0	2259	0	1.863
2	S	0	-809	0	0	-1838	0	2.272

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

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione

Fabbricato Tecnologico di bivio PPM FA02- Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL FA0200 001	A	62 di 156

ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace  
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
 ef min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
 Xf min Ascissa in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
 Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
 ef max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
 Xf max Ascissa in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
 Yf max Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	ef min	Xf min	Yf min	ef max	Xf max	Yf max
1	0.00350	-0.00516	-30.0	18.0	-0.00099	-6.0	14.0	-0.01221	-6.0	4.0
2	0.00350	-0.00230	-10.0	0.0	0.00049	-6.0	4.0	-0.00702	-6.0	14.0

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a Coeff. a nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,0 gen.  
 b Coeff. b nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,0 gen.  
 c Coeff. c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,0 gen.  
 x/d Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)  
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N.Comb.	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.001121976	-0.016695574	0.223	0.719
2	0.000000000	-0.000751678	0.003500000	0.333	0.856

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 Sc max Massima tensione positiva di compressione nel conglomerato [daN/cm<sup>2</sup>]  
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,0)  
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,0)  
 Sf min Minima tensione negativa di trazione nell'acciaio [daN/cm<sup>2</sup>]  
 Xf min Ascissa in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,0)  
 Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,0)  
 Ac eff. Area di conglomerato [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
 D fess. Distanza calcolata tra le fessure espressa in mm  
 K3 Coeff. di normativa dipendente dalla forma del diagramma delle tensioni  
 Ap.fess. Apertura calcolata delle fessure espressa in mm

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	51.6	30.0	18.0	-1724	-6.0	4.0	140	112	0.125	0.108
2	S	62.6	10.0	0.0	-1248	6.0	14.0	175	119	0.125	0.050

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	46.5	-30.0	18.0	-1555	-6.0	4.0	140	112	0.125	0.117
2	S	56.4	10.0	0.0	-1125	-6.0	14.0	175	119	0.125	0.045

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	45.8	-30.0	18.0	-1529	-6.0	4.0	140	112	0.125	0.114
2	S	55.5	10.0	0.0	-1108	-6.0	14.0	175	119	0.125	0.045

Verifica a taglio

**Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**
**[4.1.2.1.3.1]**

È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del cls.

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

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

Sollecitazioni Agenti:

$V_{Ed}$	<b>11.55</b> kN
$N_{Ed}$	<b>0</b> kN

Calcestruzzo

**C30/37**

$R_{ck}$	<b>35</b> N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	29.05 N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd}$	16.46 N/mm <sup>2</sup>

Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo

Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo

$\gamma_c$	1.5
------------	-----

Altezza sezione

$h$	<b>180</b> mm
-----	---------------

Copriferro

$c$	<b>60</b> mm
-----	--------------

Larghezza minima della sezione (in mm)

$b_w$	<b>200</b> mm
-------	---------------

Altezza utile della sezione (in mm)

$d$	120 mm
-----	--------

Area Calcestruzzo

$A_c$	36000 mm <sup>2</sup>
-------	-----------------------

Armatura longitudinale

$A_{sl}$	<b>401.92</b> mm <sup>2</sup>
----------	-------------------------------

Rapporto geometrico di armatura longitudinale

$\rho_1$	0.0167 ≤ 0.02	<b>ok</b>
----------	---------------	-----------

Tensione media di compressione nella sezione

$\sigma_{cp}$	0.0000 ≤ 0.2 $f_{cd}$	<b>ok</b>
---------------	-----------------------	-----------

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

$k$	2.00 ≤ 2	<b>ok</b>
-----	----------	-----------

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

$v_{\min}$	0.30
------------	------

$V_{Rd}$	21.03 kN
----------	----------

**Verifica:**

$$V_{Rd} > V_{Ed}$$

**VERIFICATA**

### 10.3.1 Verifiche di deformabilità del solaio di copertura

Per travi e solai con luci non superiori a 10 m la verifica delle inflessioni è soddisfatta se il rapporto di snellezza  $\lambda = l/h$  tra luce e altezza rispetta la limitazione

$$\lambda \leq K \left[ 11 + \frac{0,0015 \cdot f_{ck}}{\rho + \rho'} \right] \cdot \left[ \frac{500 A_{s,eff}}{f_{yk} A_{s,calc}} \right]$$

dove  $f_{ck}$  è la resistenza caratteristica a compressione del cls in MPa,  $\rho$  e  $\rho'$  sono i rapporti d'armatura tesa e compressa, rispettivamente,  $A_{s,eff}$  ed  $A_{s,calc}$  sono, rispettivamente, l'armatura tesa effettivamente presente nella sezione più sollecitata e l'armatura di calcolo nella stessa sezione,  $f_{yk}$  è la tensione di snervamento caratteristica dell'armatura (in MPa) e  $K$  è un coefficiente correttivo, che dipende dallo schema strutturale, nel caso particolare si assume  $K=1$ .

Data la geometria del solaio e le armature inserite, si ottiene un valore limite pari a 30.15, da cui:

$$\lambda = l/h = 4.20/0.22 = 19.1 < 30.15$$

La verifica è soddisfatta.

### 10.4 Travi 40x50

Si riportano di seguito le verifiche strutturali delle travi aventi sezione rettangolare di dimensioni 40x50 cm. Le verifiche saranno condotte per i differenti stati limite ed in corrispondenza delle sezioni maggiormente sollecitate dell'elemento per effetto della combinazioni di carico più gravose.

Di seguito si riportano le tabelle delle sollecitazioni più gravose ottenute allo SLU (statico e sismico) e agli SLE (Rara, Frequente e Quasi Permanente).

		P	V2	V3	T	M2	M3	Frame	Distance	OutputCase
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text	m	Text
<b>M3</b>	<b>max</b>	0.0	-1.8	0.0	0.0	0.0	<b>206.0</b>	30	3.5	SLU5
<b>M3</b>	<b>min</b>	0.0	-161.3	0.0	0.0	0.0	<b>-85.8</b>	30	0.0	SLU3
<b>M2</b>	<b>max</b>	0.0	-85.4	0.0	0.0	<b>0.0</b>	-33.4	25	0.0	SLUV1
<b>M2</b>	<b>min</b>	0.0	-89.2	0.0	0.0	<b>0.0</b>	-46.6	25	0.0	SLUV1
<b>T</b>	<b>max</b>	0.0	-95.0	0.0	<b>0.1</b>	0.0	-24.6	27	0.0	SLUV2
<b>T</b>	<b>min</b>	0.0	-107.6	0.0	<b>-0.1</b>	0.0	-68.2	27	0.0	SLUV2
<b>V3</b>	<b>max</b>	0.0	-85.4	<b>0.0</b>	0.0	0.0	-33.4	25	0.0	SLUV1

Fabbricato Tecnologico di bivio PPM FA02- Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL FA0200 001	A	65 di 156

V3	min	0.0	-89.2	<b>0.0</b>	0.0	0.0	-46.6	25	0.0	SLUV1
V2	max	0.0	<b>162.9</b>	0.0	0.0	0.0	-71.9	30	6.9	SLU5
V2	min	0.0	<b>-166.5</b>	0.0	0.0	0.0	-84.3	30	0.0	SLU5
P	max	<b>0.0</b>	-129.7	0.0	0.0	0.0	-65.9	25	0.0	SLU1
P	min	<b>0.0</b>	-129.7	0.0	0.0	0.0	-65.9	25	0.0	SLU1

		P	V2	V3	T	M2	M3	Frame	Distance	OutputCase
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text	m	Text
M3	max	0.0	-1.2	0.0	0.0	0.0	<b>148.0</b>	30	3.5	SLr3
M3	min	0.0	-116.2	0.0	0.0	0.0	<b>-61.4</b>	30	0.0	SLr2
M2	max	0.0	-98.6	0.0	0.0	<b>0.0</b>	-52.1	25	0.0	SLr2
M2	min	0.0	95.7	0.0	0.0	<b>0.0</b>	-40.9	25	6.9	SLr1
T	max	0.0	-115.8	0.0	<b>0.0</b>	0.0	-58.5	30	0.0	SLr1
T	min	0.0	-98.6	0.0	<b>0.0</b>	0.0	-52.1	25	0.0	SLr2
V3	max	0.0	-98.6	<b>0.0</b>	0.0	0.0	-52.1	25	0.0	SLr2
V3	min	0.0	-98.1	<b>0.0</b>	0.0	0.0	-49.2	25	0.0	SLr1
V2	max	0.0	<b>117.2</b>	0.0	0.0	0.0	-52.1	30	6.9	SLr3
V2	min	0.0	<b>-119.6</b>	0.0	0.0	0.0	-60.4	30	0.0	SLr3
P	max	<b>0.0</b>	-98.1	0.0	0.0	0.0	-49.2	25	0.0	SLr1
P	min	<b>0.0</b>	-98.1	0.0	0.0	0.0	-49.2	25	0.0	SLr1

		P	V2	V3	T	M2	M3	Frame	Distance	OutputCase
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text	m	Text
M3	max	0.0	-0.4	0.0	0.0	0.0	<b>131.0</b>	30	3.5	SLf2
M3	min	0.0	-104.8	0.0	0.0	0.0	<b>-50.4</b>	30	0.0	SLf2
M2	max	0.0	88.2	0.0	0.0	<b>0.0</b>	-39.4	25	6.9	SLf2
M2	min	0.0	-88.4	0.0	0.0	<b>0.0</b>	-40.6	25	0.0	SLf1
T	max	0.0	-101.3	0.0	<b>0.0</b>	0.0	-45.9	28	0.0	SLf3
T	min	0.0	-89.0	0.0	<b>0.0</b>	0.0	-42.1	25	0.0	SLf2
V3	max	0.0	-89.0	<b>0.0</b>	0.0	0.0	-42.1	25	0.0	SLf2
V3	min	0.0	-88.4	<b>0.0</b>	0.0	0.0	-40.6	25	0.0	SLf1
V2	max	0.0	<b>104.2</b>	0.0	0.0	0.0	-48.8	30	6.9	SLf1
V2	min	0.0	<b>-104.8</b>	0.0	0.0	0.0	-50.4	30	0.0	SLf2
P	max	<b>0.0</b>	-88.4	0.0	0.0	0.0	-40.6	25	0.0	SLf1
P	min	<b>0.0</b>	-88.4	0.0	0.0	0.0	-40.6	25	0.0	SLf1

		P	V2	V3	T	M2	M3	Frame	Distance	OutputCase
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text	m	Text
<b>M3</b>	<b>max</b>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	<b>129.2</b>	30	3.5	SLqp1
<b>M3</b>	<b>min</b>	0.0	-102.8	0.0	0.0	0.0	<b>-48.1</b>	30	0.0	SLqp1
<b>M2</b>	<b>max</b>	0.0	87.3	0.0	0.0	<b>0.0</b>	-40.0	25	6.9	SLqp1
<b>M2</b>	<b>min</b>	0.0	-87.3	0.0	0.0	<b>0.0</b>	-40.0	25	0.0	SLqp1
<b>T</b>	<b>max</b>	0.0	-101.3	0.0	<b>0.0</b>	0.0	-45.9	28	0.0	SLqp1
<b>T</b>	<b>min</b>	0.0	-102.8	0.0	<b>0.0</b>	0.0	-48.1	30	0.0	SLqp1
<b>V3</b>	<b>max</b>	0.0	-87.3	<b>0.0</b>	0.0	0.0	-40.0	25	0.0	SLqp1
<b>V3</b>	<b>min</b>	0.0	-87.3	<b>0.0</b>	0.0	0.0	-40.0	25	0.0	SLqp1
<b>V2</b>	<b>max</b>	0.0	<b>102.8</b>	0.0	0.0	0.0	-48.1	30	6.9	SLqp1
<b>V2</b>	<b>min</b>	0.0	<b>-102.8</b>	0.0	0.0	0.0	-48.1	30	0.0	SLqp1
<b>P</b>	<b>max</b>	<b>0.0</b>	-87.3	0.0	0.0	0.0	-40.0	25	0.0	SLqp1
<b>P</b>	<b>min</b>	<b>0.0</b>	-87.3	0.0	0.0	0.0	-40.0	25	0.0	SLqp1

#### 10.4.1 VERIFICA A FLESSIONE

Si riportano di seguito le verifiche a flessione, in corrispondenza della sezione d'appoggio e della sezione di campata (convenzione sui segni: compressione negativa (-), momento flettente che tende le fibre superiori negativo (-)).

In funzione delle sollecitazioni si è dimensionata opportunamente l'armatura longitudinale delle travi:

- Armatura superiore 3  $\Phi$  24
- Armatura inferiore 5  $\Phi$  24

In aggiunta, fuori calcolo, andranno disposti 2  $\Phi$  12 come ferri di parete.

Le verifiche di resistenza a flessione allo SLU ed agli SLE (NTC2008 – 4.1.2.1.2.4) per le sezioni di appoggio e di campata sono state condotte con il supporto del software RC-Sec considerando le sollecitazioni riportate nel prospetto precedente.

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: Trave\_centra

(Percorso File: D:\Commesse\C2S\LAVORO\_MIC\Trave\_centra.sez)

Descrizione Sezione:

**Fabbricato Tecnologico di bivio PPM FA02- Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL FA0200 001	A	67 di 156

Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica
Posizione sezione nell'asta:	In zona critica

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO - Classe: C28/35

Resis. compr. di calcolo fcd :	158.60 daN/cm <sup>2</sup>
Resis. compr. ridotta fcd' :	79.30 daN/cm <sup>2</sup>
Def.unit. max resistenza ec2 :	0.0020
Def.unit. ultima ecu :	0.0035
Diagramma tensione-deformaz. :	Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale Ec :	323080 daN/cm <sup>2</sup>
Coeff. di Poisson :	0.20
Resis. media a trazione fctm :	28.80 daN/cm <sup>2</sup>
Coeff. Omogen. S.L.E. :	15.0
Combinazioni Rare in Esercizio (Tens.Limite):	
Sc Limite :	168.00 daN/cm <sup>2</sup>
Apert.Fess.Limite :	Non prevista
Combinazioni Frequenti in Esercizio (Tens.Limite):	
Sc Limite :	168.00 daN/cm <sup>2</sup>
Apert.Fess.Limite :	0.400 mm
Combinazioni Quasi Permanenti in Esercizio (Tens.Limite):	
Sc Limite :	126.00 daN/cm <sup>2</sup>
Apert.Fess.Limite :	0.300 mm

ACCIAIO - Tipo: B450C

Resist. caratt. snervam. fyk :	4500.0 daN/cm <sup>2</sup>
Resist. caratt. rottura ftk :	5400.0 daN/cm <sup>2</sup>
Resist. snerv. di calcolo fyd :	3913.0 daN/cm <sup>2</sup>
Resist. ultima di calcolo ftd :	4500.0 daN/cm <sup>2</sup>
Deform. ultima di calcolo Epu :	0.068
Modulo Elastico Ef :	2000000 daN/cm <sup>2</sup>
Diagramma tensione-deformaz. :	Bilineare finito
Coeff. Aderenza ist. $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00 daN/cm <sup>2</sup>
Coeff. Aderenza diff. $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50 daN/cm <sup>2</sup>
Comb.Rare Sf Limite :	3600.0 daN/cm <sup>2</sup>

#### CARATTERISTICHE DOMINI CONGLOMERATO

##### DOMINIO N° 1

Forma del Dominio: Poligonale  
Classe Conglomerato: C28/35

N.vertice	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm
1	-20.00	0.00
2	-20.00	50.00
3	20.00	50.00
4	20.00	0.00

#### DATI BARRE ISOLATE

N.Barra Numero assegnato alle singole barre isolate e nei vertici dei domini  
Ascissa X Ascissa in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O  
Ordinata Y Ordinata in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O  
Diam. Diametro in mm della barra

N.Barra	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm	Diam.Ø,mm
1	-15.70	4.30	24
2	-15.70	45.70	24

**Fabbricato Tecnologico di bivio PPM FA02- Relazione di calcolo**

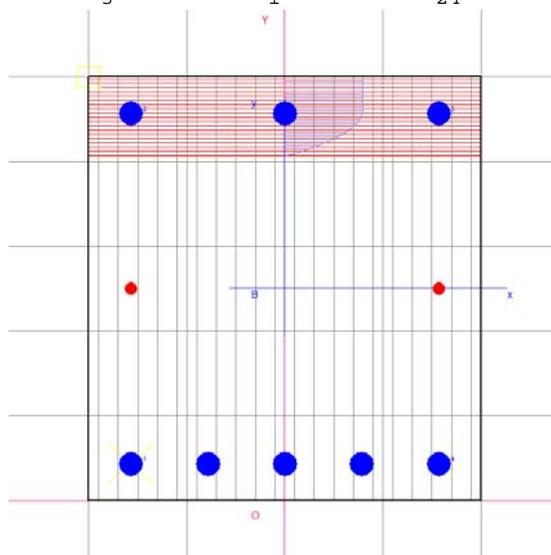
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL FA0200 001	A	68 di 156

3	15.70	45.70	24
4	15.70	4.30	24

**DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE**

N.Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
 N.Barra In. Numero della barra iniziale cui si riferisce la gener.  
 N.Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la gener.  
 N.Barre Numero di barre generate equidist. inserite tra la barra iniz. e fin.  
 Diam. Diametro in mm della singola barra generata

N.Gen.	N.Barra In.	N.Barra Fin.	N.Barre	Diam.Ø,mm
1	1	2	1	12
2	1	4	3	24
3	4	3	1	12
4	2	3	1	24



**ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
 My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
 Vy Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia y  
 Vx Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia x

N.Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0	20602	0	10	0
2	0	-8578	0	10	0
3	0	-3404	0	10	0
4	0	-4597	0	10	0
5	0	-2654	0	10	0
6	0	-6629	0	10	0
7	0	-3404	0	10	0
8	0	-4597	0	10	0
9	0	-7186	0	10	0
10	0	-8432	0	10	0
11	0	-6587	0	10	0
12	0	-6587	0	10	0

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

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.  
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N. Comb.	N	Mx	My
1	0	14798	0
2	0	-6138	0
3	0	-5211	0
4	0	-4090	0
5	0	-5852	0
6	0	-5211	0
7	0	-5211	0
8	0	-4925	0
9	0	-5210	0
10	0	-6040	0
11	0	-4925	0
12	0	-4925	0

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

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.  
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N. Comb.	N	Mx	My
1	0	13096	0
2	0	-5043	0
3	0	-3936	0
4	0	-4057	0
5	0	-4592	0
6	0	-4214	0
7	0	-4214	0
8	0	-4057	0
9	0	-4883	0
10	0	-5043	0
11	0	-4057	0
12	0	-4057	0

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

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.  
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N. Comb.	N	Mx	My
1	0	12918	0
2	0	-4813	0
3	0	-4000	0
4	0	-4000	0
5	0	-4592	0
6	0	-4813	0
7	0	-4000	0
8	0	-4000	0
9	0	-4813	0
10	0	-4813	0
11	0	-4000	0
12	0	-4000	0

**RISULTATI DEL CALCOLO**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 3.1 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 5.5 cm  
Copriferro netto minimo staffe: 1.7 cm

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)  
Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)  
Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult,My ult) e (N,Mx,My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	0	20602	0	0	39654	0	1.925
2	S	0	-8578	0	0	-25589	0	2.983
3	S	0	-3404	0	0	-25589	0	7.517
4	S	0	-4597	0	0	-25589	0	5.567
5	S	0	-2654	0	0	-25589	0	9.642
6	S	0	-6629	0	0	-25589	0	3.860
7	S	0	-3404	0	0	-25589	0	7.517
8	S	0	-4597	0	0	-25589	0	5.567
9	S	0	-7186	0	0	-25589	0	3.561
10	S	0	-8432	0	0	-25589	0	3.035
11	S	0	-6587	0	0	-25589	0	3.885
12	S	0	-6587	0	0	-25589	0	3.885

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

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace  
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.)  
ef min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Xf min Ascissa in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
ef max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
Xf max Ascissa in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Yf max Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	ef min	Xf min	Yf min	ef max	Xf max	Yf max
1	0.00350	-0.00448	-20.0	50.0	0.00190	-15.7	45.7	-0.01352	-15.7	4.3
2	0.00350	-0.00995	-20.0	0.0	0.00080	-15.7	4.3	-0.02517	-15.7	45.7
3	0.00350	-0.00995	-20.0	0.0	0.00080	-15.7	4.3	-0.02517	-15.7	45.7
4	0.00350	-0.00995	-20.0	0.0	0.00080	-15.7	4.3	-0.02517	-15.7	45.7
5	0.00350	-0.00995	-20.0	0.0	0.00080	-15.7	4.3	-0.02517	-15.7	45.7
6	0.00350	-0.00995	-20.0	0.0	0.00080	-15.7	4.3	-0.02517	-15.7	45.7
7	0.00350	-0.00995	-20.0	0.0	0.00080	-15.7	4.3	-0.02517	-15.7	45.7
8	0.00350	-0.00995	-20.0	0.0	0.00080	-15.7	4.3	-0.02517	-15.7	45.7
9	0.00350	-0.00995	-20.0	0.0	0.00080	-15.7	4.3	-0.02517	-15.7	45.7
10	0.00350	-0.00995	-20.0	0.0	0.00080	-15.7	4.3	-0.02517	-15.7	45.7
11	0.00350	-0.00995	-20.0	0.0	0.00080	-15.7	4.3	-0.02517	-15.7	45.7
12	0.00350	-0.00995	-20.0	0.0	0.00080	-15.7	4.3	-0.02517	-15.7	45.7

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a Coeff. a nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
b Coeff. b nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.

Fabbricato Tecnologico di bivio PPM FA02- Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL FA0200 001	A	71 di 156

c Coeff. c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
x/d Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)  
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N.Comb.	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000372445	-0.015122251	0.206	0.700
2	0.000000000	-0.000627441	0.003500000	0.122	0.700
3	0.000000000	-0.000627441	0.003500000	0.122	0.700
4	0.000000000	-0.000627441	0.003500000	0.122	0.700
5	0.000000000	-0.000627441	0.003500000	0.122	0.700
6	0.000000000	-0.000627441	0.003500000	0.122	0.700
7	0.000000000	-0.000627441	0.003500000	0.122	0.700
8	0.000000000	-0.000627441	0.003500000	0.122	0.700
9	0.000000000	-0.000627441	0.003500000	0.122	0.700
10	0.000000000	-0.000627441	0.003500000	0.122	0.700
11	0.000000000	-0.000627441	0.003500000	0.122	0.700
12	0.000000000	-0.000627441	0.003500000	0.122	0.700

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
Sc max Massima tensione positiva di compressione nel conglomerato [daN/cm<sup>2</sup>]  
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Sf min Minima tensione negativa di trazione nell'acciaio [daN/cm<sup>2</sup>]  
Xf min Ascissa in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
Ac eff. Area di conglomerato [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
D fess. Distanza calcolata tra le fessure espressa in mm  
K3 Coeff. di normativa dipendente dalla forma del diagramma delle tensioni  
Ap.fess. Apertura calcolata delle fessure espressa in mm

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	71.6	-20.0	50.0	-1611	-15.7	4.3	640	116	0.140	0.115
2	S	30.3	20.0	0.0	-1065	0.0	45.7	720	169	0.149	0.061
3	S	25.7	20.0	0.0	-904	-15.7	45.7	720	169	0.149	0.052
4	S	20.2	20.0	0.0	-709	0.0	45.7	720	169	0.149	0.041
5	S	28.9	20.0	0.0	-1015	-15.7	45.7	720	169	0.149	0.058
6	S	25.7	20.0	0.0	-904	-15.7	45.7	720	169	0.149	0.052
7	S	25.7	20.0	0.0	-904	-15.7	45.7	720	169	0.149	0.052
8	S	24.3	20.0	0.0	-854	-15.7	45.7	720	169	0.149	0.049
9	S	25.7	20.0	0.0	-904	0.0	45.7	720	169	0.149	0.052
10	S	29.8	20.0	0.0	-1048	0.0	45.7	720	169	0.149	0.060
11	S	24.3	20.0	0.0	-854	-15.7	45.7	720	169	0.149	0.049
12	S	24.3	20.0	0.0	-854	-15.7	45.7	720	169	0.149	0.049

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	63.4	-20.0	50.0	-1425	-7.9	4.3	640	116	0.140	0.115
2	S	24.9	20.0	0.0	-875	0.0	45.7	720	169	0.149	0.050
3	S	19.4	20.0	0.0	-683	0.0	45.7	720	169	0.149	0.039
4	S	20.0	20.0	0.0	-704	-15.7	45.7	720	169	0.149	0.040
5	S	22.6	20.0	0.0	-797	-15.7	45.7	720	169	0.149	0.046
6	S	20.8	20.0	0.0	-731	0.0	45.7	720	169	0.149	0.042
7	S	20.8	20.0	0.0	-731	0.0	45.7	720	169	0.149	0.042
8	S	20.0	20.0	0.0	-704	-15.7	45.7	720	169	0.149	0.040
9	S	24.1	20.0	0.0	-847	-15.7	45.7	720	169	0.149	0.049
10	S	24.9	20.0	0.0	-875	0.0	45.7	720	169	0.149	0.050
11	S	20.0	20.0	0.0	-704	-15.7	45.7	720	169	0.149	0.040
12	S	20.0	20.0	0.0	-704	-15.7	45.7	720	169	0.149	0.040

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	62.5	-20.0	50.0	-1406	-7.9	4.3	640	116	0.140	0.113
2	S	23.7	20.0	0.0	-835	-15.7	45.7	720	169	0.149	0.048
3	S	19.7	20.0	0.0	-694	0.0	45.7	720	169	0.149	0.040
4	S	19.7	20.0	0.0	-694	0.0	45.7	720	169	0.149	0.040
5	S	22.6	20.0	0.0	-797	-15.7	45.7	720	169	0.149	0.046
6	S	23.7	20.0	0.0	-835	-15.7	45.7	720	169	0.149	0.048
7	S	19.7	20.0	0.0	-694	0.0	45.7	720	169	0.149	0.040
8	S	19.7	20.0	0.0	-694	0.0	45.7	720	169	0.149	0.040
9	S	23.7	20.0	0.0	-835	-15.7	45.7	720	169	0.149	0.048
10	S	23.7	20.0	0.0	-835	-15.7	45.7	720	169	0.149	0.048
11	S	19.7	20.0	0.0	-694	0.0	45.7	720	169	0.149	0.040
12	S	19.7	20.0	0.0	-694	0.0	45.7	720	169	0.149	0.040

#### 10.4.2 VERIFICA A TAGLIO

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio di calcolo  $V_{Ed}$  si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, considerata incernierata agli estremi, alle sollecitazioni di taglio corrispondenti alla formazione di cerniere plastiche nella trave e prodotte dai momenti resistenti (ultimi) delle due sezioni di plasticizzazione (generalmente quelle di estremità) amplificati del fattore di sovra resistenza  $\gamma_{Rd}$  assunto pari a 1.0 per CDB.

Deve risultare (NTC2008 – 4.1.2.1.3.2):

$$V_{Rd} > V_d$$

dove:

$V_d$  = Valore di calcolo del taglio agente;

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

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola 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" si calcola con:

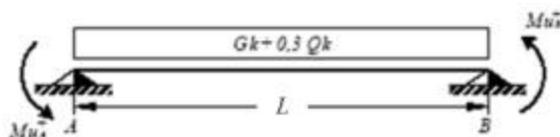
$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$$

dove:

$\alpha$  : Angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse dell'elemento;

$\theta$  : Angolo d'inclinazione dei puntoni in calcestruzzo rispetto all'asse dell'elemento.

- **1° Schema:**

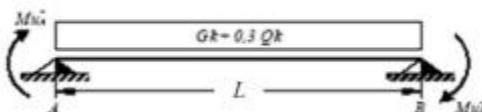


Il taglio è variabile linearmente lungo la trave ed è pari a:

$$V_A = \gamma_{Rd} \frac{Mu^+_A + Mu^+_B}{l_{trave}} + \frac{(G_k + 0,3Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$$

$$V_B = \gamma_{Rd} \frac{Mu^+_A + Mu^+_B}{l_{trave}} - \frac{(G_k + 0,3Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$$

• **2° Schema:**



Il taglio è variabile linearmente lungo la trave ed è pari a:

$$V_A = \gamma_{Rd} \frac{Mu^-_A + Mu^-_B}{l_{trave}} + \frac{(G_k + 0,3Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$$

$$V_B = \gamma_{Rd} \frac{Mu^-_A + Mu^-_B}{l_{trave}} - \frac{(G_k + 0,3Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$$

Si riporta di seguito un prospetto riepilogativo con i valori delle sollecitazioni taglianti ottenute seguendo la metodologia descritta e riportata negli schemi precedenti:

Base	0.40	m
Altezza	0.50	m
L <sub>trave</sub>	6.90	m
L <sub>influenza</sub>	4.28	m
Peso proprio trave	5.00	kN/m
Carico solaio	3.20	kN/m <sup>2</sup>
Carico perm.	2.60	kN/m <sup>2</sup>
G <sub>k</sub>	24.80	kN/m
γ <sub>Q</sub>	0.30	[-]

<b>M<sub>uA</sub><sup>(+)</sup></b> (kNm)	<b>M<sub>uB</sub><sup>(-)</sup></b> (kNm)	<b>M<sub>uA</sub><sup>(-)</sup></b> (kNm)	<b>M<sub>uB</sub><sup>(+)</sup></b> (kNm)
255.9	396.5	396.5	255.9

1° Schema		2° Schema	
V <sub>A</sub> (kN)	V <sub>B</sub> (kN)	V <sub>A</sub> (kN)	V <sub>B</sub> (kN)
160.2	-11.9	201.0	28.9

<b>V<sub>2</sub> (output) =</b>	166.5	kN
<b>V<sub>Ed</sub> =</b>	201.00	kN

$Q_k$	0.50	kN/m
$\gamma_{Rd}$	1.00	[-]

Poiché il valore del taglio determinato mediante la procedura sopra riportata è maggiore del taglio di calcolo ottenuto a valle dell'analisi strutturale mediante il SAP2000 ( $V_2=166.5$  kN) si procede alla verifica di resistenza considerando il seguente valore del taglio massimo:

$$V_{Ed-max} = 201.0 \text{ kN}$$

**Verifica elementi con armature trasversali resistenti al taglio**
**[4.1.2.1.3.2]**

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.

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

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

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

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

Acciaio	<b>B 450 C</b>	$f_{yd}$	<b>391.3 N/mm<sup>2</sup></b>
Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio		$\gamma_s$	1.15
Inclinazione dei puntoni di cls rispetto all'asse della trave		$\theta$	<b>45 °</b> 0.79 rad
Area dell'armatura trasversale		$A_{sw}$	<b>157.08 mm<sup>2</sup></b>
Interasse tra due armature trasversali consecutive		s	<b>100 mm</b>
Angolo di inclinazione dell'armatura trasversale		$\alpha$	90 ° 1.57 rad
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima		$f'_{cd}$	8.23 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente maggiorativo		$\alpha_c$	<b>1</b>
		$V_{Rsd}$	252.81 kN
		$V_{Rcd}$	677.07 kN
		$V_{Rd}$	252.81 kN

**Verifica:**

$$V_{Rd} > V_{Ed}$$

**VERIFICATA**

Si adotteranno nelle zone d'appoggio, per un tratto pari ad 100 cm dal filo esterno del pilastro, staffe  $\Phi 10 / 10\text{cm}$ , per il rispetto dei limiti normativi, mentre nelle zone centrali di campata staffe  $\Phi 10 / 15\text{ cm}$ .

## 10.5 Travi 30x50

Si riportano di seguito le verifiche strutturali delle travi aventi sezione rettangolare di dimensioni 40x50 cm. Le verifiche saranno condotte per i differenti stati limite ed in corrispondenza delle sezioni maggiormente sollecitate dell'elemento per effetto della combinazioni di carico più gravose.

Di seguito si riportano le tabelle delle sollecitazioni più gravose ottenute allo SLU (statico e sismico) e agli SLE (Rara, Frequente e Quasi Permanente).

		P	V2	V3	T	M2	M3	Frame	Distance	OutputCase
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text	m	Text
<b>M3</b>	<b>max</b>	0.0	-3.4	0.0	0.0	0.0	<b>149.6</b>	31	3.5	SLU5
<b>M3</b>	<b>min</b>	0.0	-145.9	0.0	0.0	0.0	<b>-115.5</b>	31	0.0	SLU3
<b>M2</b>	<b>max</b>	0.0	31.7	0.0	-1.0	<b>0.0</b>	-11.9	17	3.5	SLUV2
<b>M2</b>	<b>min</b>	0.0	25.9	0.0	-3.5	<b>0.0</b>	-21.7	17	3.5	SLUV2
<b>T</b>	<b>max</b>	0.0	-19.8	0.0	<b>6.3</b>	0.0	-3.4	32	0.0	SLU6
<b>T</b>	<b>min</b>	0.0	-33.3	0.0	<b>-6.5</b>	0.0	-24.5	38	0.0	SLU6
<b>V3</b>	<b>max</b>	0.0	-18.1	<b>0.0</b>	-1.0	0.0	2.0	17	0.0	SLUV2
<b>V3</b>	<b>min</b>	0.0	-24.0	<b>0.0</b>	-3.5	0.0	-8.7	17	0.0	SLUV2
<b>V2</b>	<b>max</b>	0.0	<b>140.2</b>	0.0	0.0	0.0	-86.4	31	6.9	SLU5
<b>V2</b>	<b>min</b>	0.0	<b>-146.9</b>	0.0	0.0	0.0	-109.7	31	0.0	SLU5
<b>P</b>	<b>max</b>	<b>0.0</b>	-27.4	0.0	-3.4	0.0	-4.3	17	0.0	SLU1
<b>P</b>	<b>min</b>	<b>0.0</b>	-27.4	0.0	-3.4	0.0	-4.3	17	0.0	SLU1

		P	V2	V3	T	M2	M3	Frame	Distance	OutputCase
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text	m	Text
<b>M3</b>	<b>max</b>	0.0	-2.2	0.0	0.0	0.0	<b>105.0</b>	31	3.5	SLr3
<b>M3</b>	<b>min</b>	0.0	-102.2	0.0	0.0	0.0	<b>-80.2</b>	31	0.0	SLr2
<b>M2</b>	<b>max</b>	0.0	-24.6	0.0	-1.6	<b>0.0</b>	-15.6	18	0.0	SLr2
<b>M2</b>	<b>min</b>	0.0	30.7	0.0	-1.2	<b>0.0</b>	-21.6	19	4.2	SLr2
<b>T</b>	<b>max</b>	0.0	-21.2	0.0	<b>3.8</b>	0.0	-3.5	32	0.0	SLr3
<b>T</b>	<b>min</b>	0.0	-35.8	0.0	<b>-4.3</b>	0.0	-26.5	38	0.0	SLr3
<b>V3</b>	<b>max</b>	0.0	-29.1	<b>0.0</b>	-1.2	0.0	-18.3	19	0.0	SLr2
<b>V3</b>	<b>min</b>	0.0	-21.1	<b>0.0</b>	-2.5	0.0	-3.3	17	0.0	SLr1
<b>V2</b>	<b>max</b>	0.0	<b>98.4</b>	0.0	0.0	0.0	-60.8	31	6.9	SLr3
<b>V2</b>	<b>min</b>	0.0	<b>-102.9</b>	0.0	0.0	0.0	-76.3	31	0.0	SLr3
<b>P</b>	<b>max</b>	<b>0.0</b>	-21.1	0.0	-2.5	0.0	-3.3	17	0.0	SLr1
<b>P</b>	<b>min</b>	<b>0.0</b>	-21.1	0.0	-2.5	0.0	-3.3	17	0.0	SLr1

		P	V2	V3	T	M2	M3	Frame	Distance	OutputCase
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text	m	Text
<b>M3</b>	<b>max</b>	0.0	-0.8	0.0	0.0	0.0	<b>97.4</b>	31	3.5	SLf2
<b>M3</b>	<b>min</b>	0.0	-94.2	0.0	0.0	0.0	<b>-66.5</b>	31	0.0	SLf2
<b>M2</b>	<b>max</b>	0.0	-24.6	0.0	-1.4	<b>0.0</b>	-15.8	18	0.0	SLf2
<b>M2</b>	<b>min</b>	0.0	30.7	0.0	-1.1	<b>0.0</b>	-21.5	19	4.2	SLf2
<b>T</b>	<b>max</b>	0.0	-35.8	0.0	<b>2.9</b>	0.0	-26.5	23	0.0	SLf1
<b>T</b>	<b>min</b>	0.0	-35.8	0.0	<b>-3.0</b>	0.0	-26.5	38	0.0	SLf2
<b>V3</b>	<b>max</b>	0.0	-29.2	<b>0.0</b>	-1.1	0.0	-18.4	19	0.0	SLf2
<b>V3</b>	<b>min</b>	0.0	-84.8	<b>0.0</b>	0.0	0.0	-58.0	24	0.0	SLf1
<b>V2</b>	<b>max</b>	0.0	<b>93.4</b>	0.0	0.0	0.0	-63.8	31	6.9	SLf1
<b>V2</b>	<b>min</b>	0.0	<b>-94.2</b>	0.0	0.0	0.0	-66.5	31	0.0	SLf2
<b>P</b>	<b>max</b>	<b>0.0</b>	-21.1	0.0	-2.4	0.0	-3.3	17	0.0	SLf1
<b>P</b>	<b>min</b>	<b>0.0</b>	-21.1	0.0	-2.4	0.0	-3.3	17	0.0	SLf1

		P	V2	V3	T	M2	M3	Frame	Distance	OutputCase
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text	m	Text
<b>M3</b>	<b>max</b>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	<b>96.6</b>	31	3.5	SLqp1
<b>M3</b>	<b>min</b>	0.0	-92.7	0.0	0.0	0.0	<b>-63.3</b>	31	0.0	SLqp1
<b>M2</b>	<b>max</b>	0.0	-21.1	0.0	-2.3	<b>0.0</b>	-3.3	17	0.0	SLqp1
<b>M2</b>	<b>min</b>	0.0	-84.2	0.0	0.0	<b>0.0</b>	-57.6	24	0.0	SLqp1
<b>T</b>	<b>max</b>	0.0	-35.8	0.0	<b>2.8</b>	0.0	-26.5	23	0.0	SLqp1
<b>T</b>	<b>min</b>	0.0	-35.8	0.0	<b>-2.8</b>	0.0	-26.5	38	0.0	SLqp1
<b>V3</b>	<b>max</b>	0.0	-21.1	<b>0.0</b>	-2.3	0.0	-3.3	17	0.0	SLqp1
<b>V3</b>	<b>min</b>	0.0	-84.2	<b>0.0</b>	0.0	0.0	-57.6	24	0.0	SLqp1
<b>V2</b>	<b>max</b>	0.0	<b>92.7</b>	0.0	0.0	0.0	-63.3	31	6.9	SLqp1
<b>V2</b>	<b>min</b>	0.0	<b>-92.7</b>	0.0	0.0	0.0	-63.3	31	0.0	SLqp1
<b>P</b>	<b>max</b>	<b>0.0</b>	-21.1	0.0	-2.3	0.0	-3.3	17	0.0	SLqp1
<b>P</b>	<b>min</b>	<b>0.0</b>	-21.1	0.0	-2.3	0.0	-3.3	17	0.0	SLqp1

### 10.5.1 VERIFICA A FLESSIONE

Si riportano di seguito le verifiche a flessione, in corrispondenza della sezione d'appoggio e della sezione di campata (convenzione sui segni: compressione negativa (-), momento flettente che tende le fibre superiori negativo (-)).

In funzione delle sollecitazioni si è dimensionata opportunamente l'armatura longitudinale delle travi:

- Armatura superiore 3  $\Phi$  20
- Armatura inferiore 4  $\Phi$  20

In aggiunta, fuori calcolo, andranno disposti 2  $\Phi$  12 come ferri di parete.

Le verifiche di resistenza a flessione allo SLU ed agli SLE (NTC2008 – 4.1.2.1.2.4) per le sezioni di appoggio e di campata sono state condotte con il supporto del software RC-Sec considerando le sollecitazioni riportate nel prospetto precedente.

#### DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: Trave\_bordo

(Percorso File: D:\Commesse\C2S\LAVORO\_MIC\Trave\_bordo.sez)

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica
Posizione sezione nell'asta:	In zona critica

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO -	Classe: C28/35
	Resis. compr. di calcolo fcd : 158.60 daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. compr. ridotta fcd' : 79.30 daN/cm <sup>2</sup>
	Def.unit. max resistenza ec2 : 0.0020
	Def.unit. ultima ecu : 0.0035
	Diagramma tensione-deformaz. : Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec : 323080 daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff. di Poisson : 0.20
	Resis. media a trazione fctm : 28.80 daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff. Omogen. S.L.E. : 15.0
	Combinazioni Rare in Esercizio (Tens.Limite):
	Sc Limite : 168.00 daN/cm <sup>2</sup>
	Apert.Fess.Limite : Non prevista
	Combinazioni Frequenti in Esercizio (Tens.Limite):
	Sc Limite : 168.00 daN/cm <sup>2</sup>
	Apert.Fess.Limite : 0.400 mm
	Combinazioni Quasi Permanenti in Esercizio (Tens.Limite):
	Sc Limite : 126.00 daN/cm <sup>2</sup>
	Apert.Fess.Limite : 0.300 mm

**Fabbricato Tecnologico di bivio PPM FA02- Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL FA0200 001	A	79 di 156

ACCIAIO - Tipo: B450C

Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0 daN/cm <sup>2</sup>
Resist. caratt. rottura ftk:	5400.0 daN/cm <sup>2</sup>
Resist. snerv. di calcolo fyd:	3913.0 daN/cm <sup>2</sup>
Resist. ultima di calcolo ftd:	4500.0 daN/cm <sup>2</sup>
Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068
Modulo Elastico Ef :	2000000 daN/cm <sup>2</sup>
Diagramma tensione-deformaz. :	Bilineare finito
Coeff. Aderenza ist. $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00 daN/cm <sup>2</sup>
Coeff. Aderenza diff. $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50 daN/cm <sup>2</sup>
Comb.Rare Sf Limite :	3600.0 daN/cm <sup>2</sup>

#### CARATTERISTICHE DOMINI CONGLOMERATO

##### DOMINIO N° 1

Forma del Dominio: Poligonale  
Classe Conglomerato: C28/35

N.vertice	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm
1	-15.00	0.00
2	-15.00	50.00
3	15.00	50.00
4	15.00	0.00

#### DATI BARRE ISOLATE

N.Barra Numero assegnato alle singole barre isolate e nei vertici dei domini  
Ascissa X Ascissa in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O  
Ordinata Y Ordinata in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O  
Diam. Diametro in mm della barra

N.Barra	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm	Diam.Ø,mm
1	-10.70	4.30	20
2	-10.70	45.70	20
3	10.70	45.70	20
4	10.70	4.30	20

#### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N.Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
N.Barra In. Numero della barra iniziale cui si riferisce la gener.  
N.Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la gener.  
N.Barre Numero di barre generate equidist. inserite tra la barra iniz. e fin.  
Diam. Diametro in mm della singola barra generata

N.Gen.	N.Barra In.	N.Barra Fin.	N.Barre	Diam.Ø,mm
1	1	2	1	12
2	1	4	2	20
3	4	3	1	12
4	2	3	1	20

#### ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
Vy Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia y  
Vx Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia x

N.Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0	14955	0	10	0

**Fabbricato Tecnologico di bivio PPM FA02- Relazione di calcolo**

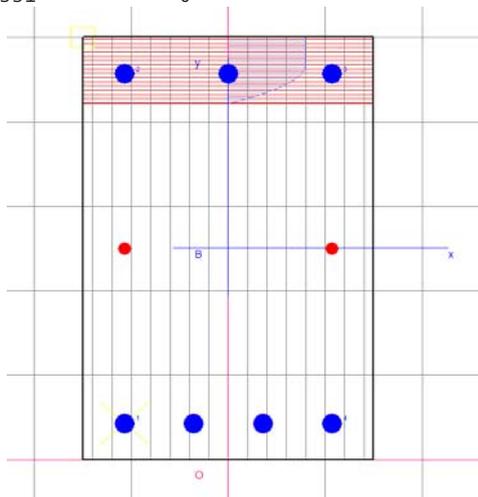
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL FA0200 001	A	80 di 156

2	0	-11555	0	10	0
3	0	-1190	0	10	0
4	0	-2175	0	10	0
5	0	-337	0	10	0
6	0	-2448	0	10	0
7	0	203	0	10	0
8	0	-869	0	10	0
9	0	-8642	0	10	0
10	0	-10969	0	10	0
11	0	-429	0	10	0
12	0	-429	0	10	0

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

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.  
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N. Comb.	N	Mx	My
1	0	10499	0
2	0	-8024	0
3	0	-1561	0
4	0	-2162	0
5	0	-345	0
6	0	-2649	0
7	0	-1830	0
8	0	-331	0
9	0	-6082	0
10	0	-7634	0
11	0	-331	0
12	0	-331	0



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

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.  
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N. Comb.	N	Mx	My
1	0	9736	0
2	0	-6647	0

3	0	-1575	0
4	0	-2155	0
5	0	-2651	0
6	0	-2654	0
7	0	-1837	0
8	0	-5797	0
9	0	-6378	0
10	0	-6647	0
11	0	-334	0
12	0	-334	0

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

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.
My	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N.Comb.	N	Mx	My
1	0	9656	0
2	0	-6332	0
3	0	-333	0
4	0	-5761	0
5	0	-2652	0
6	0	-2652	0
7	0	-333	0
8	0	-5761	0
9	0	-6332	0
10	0	-6332	0
11	0	-333	0
12	0	-333	0

**RISULTATI DEL CALCOLO**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 3.3 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 5.1 cm  
Copriferro netto minimo staffe: 1.9 cm

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N ult	Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult,My ult) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	0	14955	0	0	23227	0	1.553
2	S	0	-11555	0	0	-18297	0	1.583
3	S	0	-1190	0	0	-18297	0	15.376
4	S	0	-2175	0	0	-18297	0	8.412
5	S	0	-337	0	0	-18297	0	54.294
6	S	0	-2448	0	0	-18297	0	7.474
7	S	0	203	0	0	23227	0	114.420
8	S	0	-869	0	0	-18297	0	21.055
9	S	0	-8642	0	0	-18297	0	2.117
10	S	0	-10969	0	0	-18297	0	1.668
11	S	0	-429	0	0	-18297	0	42.650
12	S	0	-429	0	0	-18297	0	42.650

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

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
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.)
ef min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xf min	Ascissa in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)
ef max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xf max	Ascissa in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yf max	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	ef min	Xf min	Yf min	ef max	Xf max	Yf max
1	0.00350	-0.00609	-15.0	50.0	0.00158	-10.7	45.7	-0.01695	-10.7	4.3
2	0.00350	-0.00905	-15.0	0.0	0.00098	-10.7	4.3	-0.02327	-10.7	45.7
3	0.00350	-0.00905	-15.0	0.0	0.00098	-10.7	4.3	-0.02327	-10.7	45.7
4	0.00350	-0.00905	-15.0	0.0	0.00098	-10.7	4.3	-0.02327	-10.7	45.7
5	0.00350	-0.00905	-15.0	0.0	0.00098	-10.7	4.3	-0.02327	-10.7	45.7
6	0.00350	-0.00905	-15.0	0.0	0.00098	-10.7	4.3	-0.02327	-10.7	45.7
7	0.00350	-0.00609	-15.0	50.0	0.00158	-10.7	45.7	-0.01695	-10.7	4.3
8	0.00350	-0.00905	-15.0	0.0	0.00098	-10.7	4.3	-0.02327	-10.7	45.7
9	0.00350	-0.00905	-15.0	0.0	0.00098	-10.7	4.3	-0.02327	-10.7	45.7
10	0.00350	-0.00905	-15.0	0.0	0.00098	-10.7	4.3	-0.02327	-10.7	45.7
11	0.00350	-0.00905	-15.0	0.0	0.00098	-10.7	4.3	-0.02327	-10.7	45.7
12	0.00350	-0.00905	-15.0	0.0	0.00098	-10.7	4.3	-0.02327	-10.7	45.7

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a	Coeff. a nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
b	Coeff. b nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
c	Coeff. c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N.Comb.	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000447422	-0.018871120	0.171	0.700
2	0.000000000	-0.000585786	0.003500000	0.131	0.700
3	0.000000000	-0.000585786	0.003500000	0.131	0.700
4	0.000000000	-0.000585786	0.003500000	0.131	0.700
5	0.000000000	-0.000585786	0.003500000	0.131	0.700
6	0.000000000	-0.000585786	0.003500000	0.131	0.700
7	0.000000000	0.000447422	-0.018871120	0.171	0.700
8	0.000000000	-0.000585786	0.003500000	0.131	0.700
9	0.000000000	-0.000585786	0.003500000	0.131	0.700
10	0.000000000	-0.000585786	0.003500000	0.131	0.700
11	0.000000000	-0.000585786	0.003500000	0.131	0.700
12	0.000000000	-0.000585786	0.003500000	0.131	0.700

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione positiva di compressione nel conglomerato [daN/cm <sup>2</sup> ]
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione negativa di trazione nell'acciaio [daN/cm <sup>2</sup> ]
Xf min	Ascissa in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di conglomerato [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerata aderente alle barre
D fess.	Distanza calcolata tra le fessure espressa in mm
K3	Coeff. di normativa dipendente dalla forma del diagramma delle tensioni
Ap.fess.	Apertura calcolata delle fessure espressa in mm

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	75.5	-15.0	50.0	-2008	3.6	4.3	510	131	0.157	0.166
2	S	59.2	15.0	0.0	-1987	0.0	45.7	537	160	0.160	0.161
3	S	11.5	15.0	0.0	-387	0.0	45.7	537	160	0.160	0.021
4	S	15.9	15.0	0.0	-535	0.0	45.7	537	160	0.160	0.029
5	S	2.5	15.0	0.0	-85	0.0	45.7	537	160	0.160	0.005
6	S	19.5	20.0	0.0	-656	0.0	45.7	537	160	0.160	0.036
7	S	13.5	20.0	0.0	-453	0.0	45.7	537	160	0.160	0.025
8	S	2.4	15.0	0.0	-82	0.0	45.7	537	160	0.160	0.004
9	S	44.9	20.0	0.0	-1506	0.0	45.7	537	160	0.160	0.082
10	S	56.3	20.0	0.0	-1891	0.0	45.7	537	160	0.160	0.142
11	S	2.4	15.0	0.0	-82	0.0	45.7	537	160	0.160	0.004
12	S	2.4	15.0	0.0	-82	0.0	45.7	537	160	0.160	0.004

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	70.0	-15.0	50.0	-1862	3.6	4.3	510	131	0.157	0.176
2	S	49.0	20.0	0.0	-1646	0.0	45.7	537	160	0.160	0.158
3	S	11.6	20.0	0.0	-390	0.0	45.7	537	160	0.160	0.021
4	S	15.9	20.0	0.0	-534	0.0	45.7	537	160	0.160	0.029
5	S	19.5	20.0	0.0	-657	0.0	45.7	537	160	0.160	0.036
6	S	19.6	15.0	0.0	-657	0.0	45.7	537	160	0.160	0.036
7	S	13.5	20.0	0.0	-455	0.0	45.7	537	160	0.160	0.025
8	S	42.7	20.0	0.0	-1436	0.0	45.7	537	160	0.160	0.120
9	S	47.0	20.0	0.0	-1580	0.0	45.7	537	160	0.160	0.146
10	S	49.0	20.0	0.0	-1646	0.0	45.7	537	160	0.160	0.158
11	S	2.5	15.0	0.0	-83	0.0	45.7	537	160	0.160	0.005
12	S	2.5	15.0	0.0	-83	0.0	45.7	537	160	0.160	0.005

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	69.5	-15.0	50.0	-1847	3.6	4.3	510	131	0.157	0.174
2	S	46.7	15.0	0.0	-1568	0.0	45.7	537	160	0.160	0.144
3	S	2.5	15.0	0.0	-82	0.0	45.7	537	160	0.160	0.004
4	S	42.5	15.0	0.0	-1427	0.0	45.7	537	160	0.160	0.118
5	S	19.6	15.0	0.0	-657	0.0	45.7	537	160	0.160	0.036
6	S	19.6	15.0	0.0	-657	0.0	45.7	537	160	0.160	0.036
7	S	2.5	15.0	0.0	-82	0.0	45.7	537	160	0.160	0.004
8	S	42.5	15.0	0.0	-1427	0.0	45.7	537	160	0.160	0.118
9	S	46.7	15.0	0.0	-1568	0.0	45.7	537	160	0.160	0.144
10	S	46.7	15.0	0.0	-1568	0.0	45.7	537	160	0.160	0.144
11	S	2.5	15.0	0.0	-82	0.0	45.7	537	160	0.160	0.004
12	S	2.5	15.0	0.0	-82	0.0	45.7	537	160	0.160	0.004

### 10.5.2 VERIFICA A TAGLIO

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio di calcolo  $V_{Ed}$  si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, considerata incernierata agli estremi, alle sollecitazioni di taglio corrispondenti alla formazione di cerniere plastiche nella trave e prodotte dai momenti resistenti (ultimi) delle due sezioni di plasticizzazione (generalmente quelle di estremità) amplificati del fattore di sovra resistenza  $\gamma_{Rd}$  assunto pari a 1.0 per CDB.

Deve risultare (NTC2008 – 4.1.2.1.3.2):

$$V_{Rd} > V_d$$

dove:

$V_d$  = Valore di calcolo del taglio agente;

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

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola 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" si calcola con:

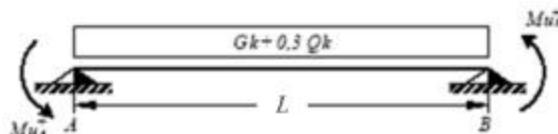
$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$$

dove:

$\alpha$  : Angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse dell'elemento;

$\theta$  : Angolo d'inclinazione dei puntoni in calcestruzzo rispetto all'asse dell'elemento.

• **1° Schema:**

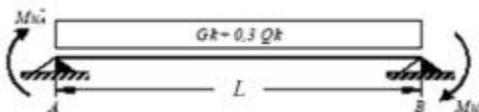


Il taglio è variabile linearmente lungo la trave ed è pari a:

$$V_A = \gamma_{Rd} \frac{Mu^+_A + Mu^+_B}{l_{trave}} + \frac{(G_k + 0,3Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$$

$$V_B = \gamma_{Rd} \frac{Mu^+_A + Mu^+_B}{l_{trave}} - \frac{(G_k + 0,3Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$$

• **2° Schema:**



Il taglio è variabile linearmente lungo la trave ed è pari a:

$$V_A = \gamma_{Rd} \frac{Mu_A^- + Mu_B^-}{l_{trave}} + \frac{(G_k + 0,3Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$$

$$V_B = \gamma_{Rd} \frac{Mu_A^- + Mu_B^-}{l_{trave}} - \frac{(G_k + 0,3Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$$

Si riporta di seguito un prospetto riepilogativo con i valori delle sollecitazioni taglianti ottenute seguendo la metodologia descritta e riportata negli schemi precedenti:

Base	0.30	m
Altezza	0.50	m
$L_{trave}$	6.90	m
$L_{influenza}$	2.18	m
Peso proprio trave	3.75	kN/m
Carico solaio	3.20	kN/m <sup>2</sup>
Carico perm.	2.60	kN/m <sup>2</sup>
$G_k$	12.62	kN/m
$Y_Q$	0.30	[-]
$Q_k$	0.50	kN/m
$\gamma_{Rd}$	1.00	[-]

$M_{uA}^{(+)}$ (kNm)	$M_{uB}^{(-)}$ (kNm)	$M_{uA}^{(-)}$ (kNm)	$M_{uB}^{(+)}$ (kNm)
183.0	232.3	232.3	183.0

1° Schema		2° Schema	
$V_A$ (kN)	$V_B$ (kN)	$V_A$ (kN)	$V_B$ (kN)
97.1	9.0	111.4	23.3

$V_2$ (output) =	146.9	kN
$V_{Ed}$ =	146.90	kN

Poiché il valore del taglio determinato mediante la procedura sopra riportata è minore del taglio di calcolo ottenuto a valle dell'analisi strutturale mediante il SAP2000 ( $V_2=146.9$  kN) si procede alla verifica di resistenza considerando il seguente valore del taglio massimo:

$$V_{Ed-max} = 146.9 \text{ kN}$$

**Verifica elementi con armature trasversali resistenti al taglio**
**[4.1.2.1.3.2]**

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.

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

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

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

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

Acciaio	<b>B 450 C</b>	$f_{yd}$	<b>391.3 N/mm<sup>2</sup></b>
Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio		$\gamma_s$	1.15
Inclinazione dei puntoni di cls rispetto all'asse della trave		$\theta$	<b>45 °</b> 0.79 rad
Area dell'armatura trasversale		$A_{sw}$	<b>157.08 mm<sup>2</sup></b>
Interasse tra due armature trasversali consecutive		s	<b>100 mm</b>
Angolo di inclinazione dell'armatura trasversale		$\alpha$	90 ° 1.57 rad
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima		$f'_{cd}$	8.23 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente maggiorativo		$\alpha_c$	<b>1</b>
		$V_{Rsd}$	252.81 kN
		$V_{Rcd}$	507.80 kN
		$V_{Rd}$	252.81 kN

**Verifica:**

$$V_{Rd} > V_{Ed}$$

**VERIFICATA**

Si adatteranno nelle zone d'appoggio, per un tratto pari ad 100 cm dal filo esterno del pilastro, staffe  $\Phi 10 / 10$ cm, per il rispetto dei limiti normativi, mentre nelle zone centrali di campata staffe  $\Phi 10 / 15$  cm.

## 10.6 Pilastri (40x30)

Si riportano di seguito le verifiche strutturali dei pilastri aventi sezione rettangolare di dimensioni 30x40 cm. Le verifiche saranno condotte per i differenti stati limite ed in corrispondenza delle sezioni maggiormente sollecitate dell'elemento per effetto delle combinazioni di carico più gravose.

Preliminarmente alla verifica di resistenza dei pilastri allo SLU è necessario valutare la stabilità degli elementi snelli. Tali verifiche devono essere condotte attraverso un'analisi del secondo ordine che tenga conto degli effetti flessionali delle azioni assiali sulla configurazione deformata degli elementi stessi. In via approssimativa gli effetti del secondo ordine in pilastri singoli possono essere trascurati se la snellezza  $\lambda$  non supera il valore limite (4.1.2.3.9.2-NTC2018):

$$\lambda_{lim} = \frac{25}{\sqrt{\nu}}$$

dove:

$\nu = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd})$  è l'azione assiale adimensionale;

E' stata valutata la snellezza  $\lambda$  del pilastro:

$$\lambda = L_0 / i = 3850 / 115,5 = 33,33$$

dove:

$L_0 = \beta L = 3,85$  m                      lunghezza di libera inflessione

$\beta = 1$                                       coefficiente di vincolo per asta incastrata al piede

$L = 3.85$  m                              luce netta del pilastro

$i = (I/A)^{0,5} = [(h^3 \cdot b) / (12 \cdot b \cdot h)]^{0,5} = [400^3 \cdot 300 / (12 \cdot 400 \cdot 300)]^{0,5} = 115,5$  mm raggio giratore d'inerzia (asse debole);

Si riporta di seguito il confronto tra snellezza di calcolo dei pilastri e snellezza limite, facendo riferimento alla combinazione di carico più gravosa sul pilastro più caricato dallo sforzo assiale massimo.

N                      280800 N                      SLU

A<sub>c</sub>                    120000 mm<sup>2</sup>

f<sub>cd</sub>                    15.87 Mpa

$\nu$                       0.147448

$\lambda_{lim}$                 **65.11**

L<sub>0</sub>                    3.85 m

i                      115.47 mm

$$\beta = 1$$

$$L = 3.85 \text{ m}$$

$$\lambda = 33.34$$

La verifica risulta soddisfatta

### 10.6.1 VERIFICA A FLESSIONE

Nelle tabelle seguenti sono riportate le sollecitazioni ottenute agli SLU statico e simico ed agli SLE (rara, frequente e quasi permanente).

		P	V2	V3	T	M2	M3	Frame	Distance	OutputCase
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text	m	Text
<b>M3</b>	<b>max</b>	-162.0	-3.6	5.5	0.3	8.6	<b>69.8</b>	7	4.6	SLUV2
<b>M3</b>	<b>min</b>	-243.5	23.0	0.0	0.0	0.1	<b>-81.0</b>	14	4.6	SLU3
<b>M2</b>	<b>max</b>	-106.9	4.6	-3.4	0.3	<b>102.9</b>	0.1	8	4.6	SLUV2
<b>M2</b>	<b>min</b>	-183.8	2.6	40.6	0.0	<b>-121.1</b>	-8.1	16	4.6	SLU3
<b>T</b>	<b>max</b>	-108.0	1.6	-5.5	<b>0.3</b>	6.3	4.8	1	0.0	SLUV2
<b>T</b>	<b>min</b>	-129.8	-3.8	-33.8	<b>-0.3</b>	-65.2	-8.1	1	0.0	SLUV2
<b>V3</b>	<b>max</b>	-201.5	2.6	<b>48.5</b>	0.0	81.6	3.9	16	0.0	SLU3
<b>V3</b>	<b>min</b>	-144.5	-0.8	<b>-39.9</b>	-0.3	-78.6	-3.6	8	0.0	SLUV2
<b>V2</b>	<b>max</b>	-275.7	<b>38.2</b>	1.2	0.0	1.9	58.4	15	0.0	SLU3
<b>V2</b>	<b>min</b>	-240.0	<b>-27.9</b>	-0.1	0.0	0.2	62.5	5	4.6	SLU3
<b>P</b>	<b>max</b>	<b>-93.8</b>	6.5	-15.3	0.1	68.6	20.0	1	4.6	SLUV1
<b>P</b>	<b>min</b>	<b>-280.8</b>	33.0	1.1	0.0	1.7	50.2	15	0.0	SLU5

		P	V2	V3	T	M2	M3	Frame	Distance	OutputCase
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text	m	Text
<b>M3</b>	<b>max</b>	-175.5	-19.2	0.0	0.0	0.0	<b>49.5</b>	5	4.6	SLr3
<b>M3</b>	<b>min</b>	-172.9	16.6	0.0	0.0	0.1	<b>-57.8</b>	14	4.6	SLr2
<b>M2</b>	<b>max</b>	-124.7	1.9	-21.5	0.0	<b>64.2</b>	-5.9	8	4.6	SLr3
<b>M2</b>	<b>min</b>	-128.4	1.8	28.3	0.0	<b>-84.5</b>	-5.6	16	4.6	SLr2
<b>T</b>	<b>max</b>	-120.1	-1.1	-10.1	<b>0.0</b>	-10.6	-1.5	1	0.0	SLr2
<b>T</b>	<b>min</b>	-121.7	-1.1	-14.4	<b>0.0</b>	-18.9	-1.6	1	0.0	SLr1
<b>V3</b>	<b>max</b>	-142.0	1.8	<b>33.6</b>	0.0	56.3	2.7	16	0.0	SLr2
<b>V3</b>	<b>min</b>	-124.7	1.9	<b>-21.5</b>	0.0	64.2	-5.9	8	4.6	SLr3
<b>V2</b>	<b>max</b>	-186.5	<b>26.7</b>	0.0	0.0	0.1	40.8	14	0.0	SLr2
<b>V2</b>	<b>min</b>	-170.6	<b>-19.9</b>	-0.1	0.0	0.1	45.5	5	4.6	SLr2
<b>P</b>	<b>max</b>	<b>-106.5</b>	-1.1	-17.1	0.0	51.1	3.2	1	4.6	SLr2

<b>P</b>	<b>min</b>	<b>-199.9</b>	23.2	0.7	0.0	1.2	35.3	15	0.0	SLr3
----------	------------	---------------	------	-----	-----	-----	------	----	-----	------

		<b>P</b>	<b>V2</b>	<b>V3</b>	<b>T</b>	<b>M2</b>	<b>M3</b>	<b>Frame</b>	<b>Distance</b>	<b>OutputCase</b>
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text	m	Text
<b>M3</b>	<b>max</b>	-162.6	-15.3	0.1	0.0	-0.1	<b>46.4</b>	5	4.6	SLf1
<b>M3</b>	<b>min</b>	-161.8	15.3	-0.1	0.0	0.3	<b>-47.9</b>	14	4.6	SLf2
<b>M2</b>	<b>max</b>	-119.6	1.9	-21.9	0.0	<b>66.6</b>	-5.7	8	4.6	SLf1
<b>M2</b>	<b>min</b>	-120.4	1.9	22.9	0.0	<b>-69.5</b>	-5.7	16	4.6	SLf2
<b>T</b>	<b>max</b>	-118.9	-1.1	-17.6	<b>0.0</b>	-25.6	-1.6	1	0.0	SLf2
<b>T</b>	<b>min</b>	-119.5	-1.1	-19.8	<b>0.0</b>	-29.7	-1.7	1	0.0	SLf1
<b>V3</b>	<b>max</b>	-134.1	1.9	<b>24.0</b>	0.0	37.1	2.8	16	0.0	SLf2
<b>V3</b>	<b>min</b>	-133.3	1.9	<b>-21.9</b>	0.0	-32.8	2.8	8	0.0	SLf1
<b>V2</b>	<b>max</b>	-175.5	<b>17.3</b>	-0.1	0.0	-0.1	26.2	14	0.0	SLf2
<b>V2</b>	<b>min</b>	-162.4	<b>-15.9</b>	0.0	0.0	-0.1	45.4	5	4.6	SLf2
<b>P</b>	<b>max</b>	<b>-105.2</b>	-1.1	-19.0	0.0	57.9	3.3	1	4.6	SLf2
<b>P</b>	<b>min</b>	<b>-185.1</b>	17.2	0.7	0.0	1.1	26.0	15	0.0	SLf2

		<b>P</b>	<b>V2</b>	<b>V3</b>	<b>T</b>	<b>M2</b>	<b>M3</b>	<b>Frame</b>	<b>Distance</b>	<b>OutputCase</b>
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text	m	Text
<b>M3</b>	<b>max</b>	-159.9	-15.1	-0.1	0.0	0.3	<b>45.8</b>	6	4.6	SLqp1
<b>M3</b>	<b>min</b>	-159.9	15.1	-0.1	0.0	0.3	<b>-45.8</b>	14	4.6	SLqp1
<b>M2</b>	<b>max</b>	-118.9	1.9	-21.7	0.0	<b>66.1</b>	-5.7	8	4.6	SLqp1
<b>M2</b>	<b>min</b>	-118.9	1.9	21.7	0.0	<b>-66.1</b>	-5.7	16	4.6	SLqp1
<b>T</b>	<b>max</b>	-118.9	-1.1	-19.6	<b>0.0</b>	-29.4	-1.7	1	0.0	SLqp1
<b>T</b>	<b>min</b>	-118.9	-1.1	-19.6	<b>0.0</b>	-29.4	-1.7	1	0.0	SLqp1
<b>V3</b>	<b>max</b>	-132.5	1.9	<b>21.7</b>	0.0	32.5	2.8	16	0.0	SLqp1
<b>V3</b>	<b>min</b>	-132.5	1.9	<b>-21.7</b>	0.0	-32.5	2.8	8	0.0	SLqp1
<b>V2</b>	<b>max</b>	-174.9	<b>15.1</b>	0.1	0.0	0.1	22.7	13	0.0	SLqp1
<b>V2</b>	<b>min</b>	-174.9	<b>-15.1</b>	0.1	0.0	0.1	-22.7	5	0.0	SLqp1
<b>P</b>	<b>max</b>	<b>-105.3</b>	-1.1	-19.6	0.0	59.9	3.3	1	4.6	SLqp1
<b>P</b>	<b>min</b>	<b>-183.2</b>	-14.9	0.7	0.0	1.0	-22.5	7	0.0	SLqp1

In funzione delle sollecitazioni si è dimensionata opportunamente l'armatura longitudinale del pilastro:

1) Lato corto:

- Armatura superiore 3  $\Phi$  20
- Armatura inferiore 3  $\Phi$  20

2) Lato lungo:

- Armatura superiore 3  $\Phi$  20
- Armatura inferiore 3  $\Phi$  20

Le verifiche di resistenza a flessione allo SLU ed agli SLE (NTC2008 – 4.1.2.1.2.4) per le sezioni di incastro e di campata sono state condotte con il supporto del software RC-Sec considerando le sollecitazioni riportate nel prospetto precedente.

**DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.**

**NOME SEZIONE: Pilastro**

**(Percorso File: D:\Commesse\C2S\LAVORO\_MIC\Pilastro.sez)**

```

Descrizione Sezione:
Metodo di calcolo resistenza:          Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:                  Sezione generica
Normativa di riferimento:              N.T.C.
Percorso sollecitazione:              A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:                 Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:         Assi x,y principali d'inertzia
Riferimento alla sismicità:           Zona non sismica
Posizione sezione nell'asta:         In zona critica

```

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

```

CONGLOMERATO - Classe: C28/35
Resis. compr. di calcolo fcd :        158.60 daN/cm²
Resis. compr. ridotta fcd' :          79.30 daN/cm²
Def.unit. max resistenza ec2 :        0.0020
Def.unit. ultima ecu :                0.0035
Diagramma tensione-deformaz. :       Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale Ec :          323080 daN/cm²
Coeff. di Poisson :                   0.20
Resis. media a trazione fctm :        28.80 daN/cm²
Coeff. Omogen. S.L.E. :               15.0
Combinazioni Rare in Esercizio (Tens.Limite):
    Sc Limite :                        168.00 daN/cm²
    Apert.Fess.Limite :                 Non prevista
Combinazioni Frequenti in Esercizio (Tens.Limite):
    Sc Limite :                        168.00 daN/cm²
    Apert.Fess.Limite :                 0.400 mm
Combinazioni Quasi Permanenti in Esercizio (Tens.Limite):
    Sc Limite :                        126.00 daN/cm²
    Apert.Fess.Limite :                 0.300 mm

ACCIAIO - Tipo: B450C
Resist. caratt. snervam. fyk :         4500.0 daN/cm²
Resist. caratt. rottura ftk :          5400.0 daN/cm²
Resist. snerv. di calcolo fyd :        3913.0 daN/cm²
Resist. ultima di calcolo ftd :        4500.0 daN/cm²

```

**Fabbricato Tecnologico di bivio PPM FA02- Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL FA0200 001	A	91 di 156

Deform. ultima di calcolo Epu: 0.068  
 Modulo Elastico Ef : 2000000 daN/cm<sup>2</sup>  
 Diagramma tensione-deformaz. : Bilineare finito  
 Coeff. Aderenza ist.  $\beta_1 \cdot \beta_2$  : 1.00 daN/cm<sup>2</sup>  
 Coeff. Aderenza diff.  $\beta_1 \cdot \beta_2$  : 0.50 daN/cm<sup>2</sup>  
 Comb.Rare Sf Limite : 3600.0 daN/cm<sup>2</sup>

**CARATTERISTICHE DOMINI CONGLOMERATO**

**DOMINIO N° 1**

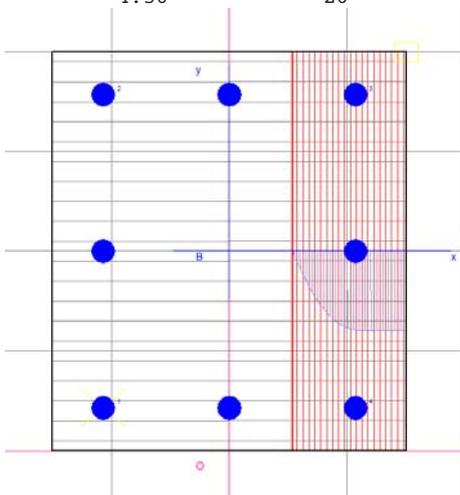
Forma del Dominio: Poligonale  
 Classe Conglomerato: C28/35

N.vertice	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm
1	-15.00	0.00
2	-15.00	40.00
3	15.00	40.00
4	15.00	0.00

**DATI BARRE ISOLATE**

N.Barra Numero assegnato alle singole barre isolate e nei vertici dei domini  
 Ascissa X Ascissa in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O  
 Ordinata Y Ordinata in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O  
 Diam. Diametro in mm della barra

N.Barra	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm	Diam.Ø,mm
1	-10.70	4.30	20
2	-10.70	35.70	20
3	10.70	35.70	20
4	10.70	4.30	20



**DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE**

N.Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
 N.Barra In. Numero della barra iniziale cui si riferisce la gener.  
 N.Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la gener.  
 N.Barre Numero di barre generate equidist. inserite tra la barra iniz. e fin.  
 Diam. Diametro in mm della singola barra generata

N.Gen.	N.Barra In.	N.Barra Fin.	N.Barre	Diam.Ø,mm
1	1	2	1	20
2	1	4	1	20
3	4	3	1	20
4	2	3	1	20

**ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
Vy Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia y  
Vx Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia x

N. Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	16196	857	6982	10	0
2	24352	10	-8101	10	0
3	10690	10289	8	10	0
4	18379	-12114	-812	10	0
5	10801	631	481	10	0
6	12979	-6518	-814	10	0
7	20153	8163	388	10	0
8	14453	-7862	-358	10	0
9	27567	189	5840	10	0
10	24003	16	6254	10	0
11	9380	6860	1997	10	0
12	28081	173	5025	10	0

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

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.  
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N. Comb.	N	Mx	My
1	17548	1	4954
2	17290	7	-5783
3	12466	6416	-588
4	12839	-8451	-564
5	12012	-1058	-154
6	12167	-1892	-160
7	14203	5626	270
8	12466	6416	-588
9	18654	13	4081
10	17060	10	4553
11	10647	5115	325
12	19993	118	3533

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

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.  
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N. Comb.	N	Mx	My
1	16260	-14	4643
2	16181	27	-4789
3	11962	6665	-574
4	12043	-6949	-572
5	11885	-2555	-164
6	11949	-2966	-167
7	13408	3711	280
8	13326	-3277	283

**Fabbricato Tecnologico di bivio PPM FA02- Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL FA0200 001	A	93 di 156

9	17545	-8	2616
10	16239	-9	4543
11	10521	5789	331
12	18514	109	2602

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

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.  
 My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N.Comb.	N	Mx	My
1	15991	32	4580
2	15991	32	-4580
3	11889	6609	-574
4	11889	-6609	-574
5	11890	-2944	-166
6	11890	-2944	-166
7	13254	3249	283
8	13254	-3249	283
9	17486	9	2269
10	17486	9	-2269
11	10526	5986	333
12	18318	104	-2253

**RISULTATI DEL CALCOLO**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 3.3 cm  
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 8.7 cm  
 Copriferro netto minimo staffe: 1.9 cm

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)  
 Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
 My Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
 N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)  
 Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
 My ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult, My ult) e (N, Mx, My)  
 Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	16196	857	6982	16218	1519	12361	1.771
2	S	24352	10	-8101	24346	27	-13336	1.646
3	S	10690	10289	8	10685	17462	4	1.697
4	S	18379	-12114	-812	18384	-17669	-1270	1.459
5	S	10801	631	481	10816	10445	7971	16.557
6	S	12979	-6518	-814	12982	-16603	-2096	2.548
7	S	20153	8163	388	20157	18068	911	2.214
8	S	14453	-7862	-358	14442	-17614	-774	2.240
9	S	27567	189	5840	27571	388	13356	2.287
10	S	24003	16	6254	23991	37	13322	2.130
11	S	9380	6860	1997	9367	14672	4323	2.141
12	S	28081	173	5025	28074	415	13365	2.659

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

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
 ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace  
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)

**Fabbricato Tecnologico di bivio PPM FA02- Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL FA0200 001	A	94 di 156

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

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	ef min	Xf min	Yf min	ef max	Xf max	Yf max
1	0.00350	-0.00119	15.0	40.0	0.00196	10.7	35.7	-0.00591	-10.7	4.3
2	0.00350	-0.00117	-15.0	40.0	0.00194	-10.7	35.7	-0.00583	10.7	4.3
3	0.00350	-0.00279	15.0	40.0	0.00192	10.7	35.7	-0.00961	-10.7	4.3
4	0.00350	-0.00114	-15.0	0.0	0.00229	-10.7	4.3	-0.00612	10.7	35.7
5	0.00350	-0.00034	15.0	40.0	0.00236	10.7	35.7	-0.00433	-10.7	4.3
6	0.00350	-0.00110	-15.0	0.0	0.00228	-10.7	4.3	-0.00601	10.7	35.7
7	0.00350	-0.00118	15.0	40.0	0.00229	10.7	35.7	-0.00621	-10.7	4.3
8	0.00350	-0.00144	-15.0	0.0	0.00223	-10.7	4.3	-0.00674	10.7	35.7
9	0.00350	-0.00100	15.0	40.0	0.00200	10.7	35.7	-0.00550	-10.7	4.3
10	0.00350	-0.00118	15.0	40.0	0.00194	10.7	35.7	-0.00586	-10.7	4.3
11	0.00350	-0.00066	15.0	40.0	0.00235	10.7	35.7	-0.00505	-10.7	4.3
12	0.00350	-0.00098	15.0	40.0	0.00201	10.7	35.7	-0.00545	-10.7	4.3

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a Coeff. a nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
 b Coeff. b nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
 c Coeff. c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
 x/d Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)  
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N.Comb.	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000336467	0.000021289	-0.002398579		
2	-0.000362517	0.000000434	-0.001955099		
3	0.000000296	0.000366956	-0.011182666		
4	-0.000040069	-0.000240494	0.002898971		
5	0.000159545	0.000104588	-0.003076677		
6	-0.000059846	-0.000223409	0.002602315		
7	0.000031581	0.000249119	-0.006938472		
8	-0.000032824	-0.000263317	0.003007645		
9	0.000344152	0.000004402	-0.001838362		
10	0.000362969	0.000000928	-0.001981650		
11	0.000100080	0.000167519	-0.004701943		
12	0.000341348	0.000005034	-0.001821571		

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 Sc max Massima tensione positiva di compressione nel conglomerato [daN/cm<sup>2</sup>]  
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
 Sf min Minima tensione negativa di trazione nell'acciaio [daN/cm<sup>2</sup>]  
 Xf min Ascissa in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
 Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
 Ac eff. Area di conglomerato [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
 D fess. Distanza calcolata tra le fessure espressa in mm  
 K3 Coeff. di normativa dipendente dalla forma del diagramma delle tensioni  
 Ap.fess. Apertura calcolata delle fessure espressa in mm

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	93.8	15.0	40.0	-1435	-10.7	4.3	340	123	0.125	0.100
2	S	108.8	-15.0	40.0	-1798	10.7	4.3	360	126	0.125	0.148
3	S	94.4	-15.0	40.0	-1624	10.7	4.3	320	122	0.128	0.123

4	S	118.8	0.0	0.0	-2227	10.7	35.7	341	125	0.130	0.199
5	S	19.0	0.0	0.0	-21	10.7	35.7	0	0	0.130	0.000
6	S	29.2	0.0	0.0	-193	10.7	35.7	178	116	0.125	0.008
7	S	78.4	15.0	40.0	-1240	-10.7	4.3	323	122	0.125	0.071
8	S	94.4	-15.0	40.0	-1624	10.7	4.3	320	122	0.128	0.123
9	S	78.3	15.0	40.0	-1028	-10.7	4.3	320	121	0.125	0.046
10	S	86.6	15.0	40.0	-1285	-10.7	4.3	340	123	0.125	0.080
11	S	72.3	15.0	40.0	-1232	-10.7	4.3	328	122	0.125	0.067
12	S	70.0	15.0	40.0	-771	-10.7	4.3	295	119	0.125	0.031

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	88.1	15.0	0.0	-1354	-10.7	35.7	340	123	0.125	0.115
2	S	90.9	-15.0	40.0	-1421	10.7	4.3	340	123	0.125	0.123
3	S	97.0	-15.0	40.0	-1716	10.7	4.3	326	123	0.129	0.157
4	S	100.4	0.0	0.0	-1800	10.7	35.7	329	124	0.129	0.167
5	S	37.6	0.0	0.0	-383	10.7	35.7	252	114	0.125	0.015
6	S	42.9	0.0	0.0	-500	10.7	35.7	275	117	0.125	0.020
7	S	54.7	15.0	40.0	-695	-10.7	4.3	280	117	0.125	0.031
8	S	49.3	15.0	0.0	-570	-10.7	35.7	261	115	0.125	0.022
9	S	51.2	15.0	0.0	-467	-10.7	35.7	280	117	0.125	0.019
10	S	86.2	15.0	0.0	-1312	-10.7	35.7	340	123	0.125	0.110
11	S	80.7	15.0	40.0	-1444	-10.7	4.3	337	123	0.126	0.124
12	S	52.4	15.0	40.0	-446	-10.7	4.3	262	115	0.125	0.017

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	87.1	15.0	40.0	-1341	-10.7	4.3	340	123	0.125	0.113
2	S	87.1	-15.0	40.0	-1341	10.7	4.3	340	123	0.125	0.113
3	S	96.3	-15.0	40.0	-1702	10.7	4.3	326	123	0.129	0.155
4	S	96.3	0.0	0.0	-1702	10.7	35.7	326	123	0.129	0.155
5	S	42.6	0.0	0.0	-495	10.7	35.7	275	117	0.125	0.020
6	S	42.6	0.0	0.0	-495	10.7	35.7	275	117	0.125	0.020
7	S	48.9	15.0	40.0	-564	-10.7	4.3	260	115	0.125	0.022
8	S	48.9	15.0	0.0	-564	-10.7	35.7	260	115	0.125	0.022
9	S	44.8	15.0	40.0	-335	-10.7	4.3	260	115	0.125	0.013
10	S	44.8	-15.0	40.0	-335	10.7	4.3	260	115	0.125	0.013
11	S	83.1	15.0	40.0	-1505	-10.7	4.3	340	124	0.126	0.132
12	S	45.9	-15.0	40.0	-319	10.7	4.3	237	112	0.125	0.012

### 10.6.2 VERIFICA A TAGLIO

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici o fragili dovuti al taglio, per quanto concerne la verifica a taglio del pilastro si utilizza il valore massimo tra il taglio di calcolo dedotto dall'output del modello di calcolo ( $V_{d,max-X} = 38.2$  kN centrale;  $V_{d,max-Y} = 48.5$  kN spigolo) e quello che si ottiene dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore  $M_{C,Rd}^s$  ed inferiore  $M_{C,Rd}^i$  secondo l'espressione:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{C,Rd}^s + M_{C,Rd}^i}{l_p}$$

dove:

$\gamma_{Rd} = 1.10$  per strutture in CD" B";

Taglio massimo agente lungo Y

$M_{C,Rd}^s = M_{C,Rd}^i = 180.7$  kNm

$l_p = 3,85$  m

**$V_{Ed} = 103.25$  kN lungo l'asse Y**

Poiché il valore del taglio determinato mediante la procedura sopra riportata è maggiore del taglio di calcolo ottenuto a valle dell'analisi strutturale mediante il SAP2000, si procede alla verifica di resistenza considerando il predetto valore del taglio massimo.

**Verifica elementi con armature trasversali resistenti al taglio**
**[4.1.2.1.3.2]**

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.

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

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

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

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

Acciaio	<b>B 450 C</b>	$f_{yd}$	<b>391.3 N/mm<sup>2</sup></b>
Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio		$\gamma_s$	1.15
Inclinazione dei puntoni di cls rispetto all'asse della trave		$\theta$	<b>45 °</b> 0.79 rad
Area dell'armatura trasversale		$A_{sw}$	<b>157.08 mm<sup>2</sup></b>
Interasse tra due armature trasversali consecutive		s	<b>100 mm</b>
Angolo di inclinazione dell'armatura trasversale		$\alpha$	90 ° 1.57 rad
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima		$f'_{cd}$	8.23 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente maggiorativo		$\alpha_c$	<b>1</b>
		$V_{Rsd}$	188.08 kN
		$V_{Rcd}$	377.80 kN
		$V_{Rd}$	188.08 kN

**Verifica:**

$$V_{Rd} > V_{Ed}$$

**VERIFICATA**

Si adatteranno staffe  $\Phi 10 / 10$  cm alle estremità superiore e inferiore (lunghezza 1 m) del pilastro e staffe  $\Phi 10 / 15$  cm per la zona centrale del pilastro, rispettando ampiamente le prescrizioni relative ai dettagli costruttivi degli elementi in c.a. proposti dalle NTC-2008 al punto 4.1.6.

Taglio massimo agente lungo X

$$M_{C.Rd}^s = M_{C.Rd}^i = 133.6 \text{ kNm}$$

$$l_p = 3,85 \text{ m}$$

$$V_{Ed} = 76.32 \text{ kN lungo l'asse Y}$$

Poiché il valore del taglio determinato mediante la procedura sopra riportata è maggiore del taglio di calcolo ottenuto a valle dell'analisi strutturale mediante il SAP2000, si procede alla verifica di resistenza considerando il predetto valore del taglio massimo.

**Verifica elementi con armature trasversali resistenti al taglio**
**[4.1.2.1.3.2]**

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.

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

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

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

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

Acciaio	<b>B 450 C</b>	$f_{yd}$	<b>391.3 N/mm<sup>2</sup></b>
Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio		$\gamma_s$	1.15
Inclinazione dei puntoni di cls rispetto all'asse della trave		$\theta$	<b>45 °</b> 0.79 rad
Area dell'armatura trasversale		$A_{sw}$	<b>157.08 mm<sup>2</sup></b>
Interasse tra due armature trasversali consecutive		s	<b>100 mm</b>
Angolo di inclinazione dell'armatura trasversale		$\alpha$	90 ° 1.57 rad
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima		$f'_{cd}$	8.23 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente maggiorativo		$\alpha_c$	<b>1</b>
		$V_{Rsd}$	132.76 kN
		$V_{Rcd}$	355.57 kN
		$V_{Rd}$	132.76 kN

**Verifica:**

$$V_{Rd} > V_{Ed}$$

**VERIFICATA**

Si adatteranno staffe  $\Phi 10 / 10$  cm alle estremità superiore e inferiore (lunghezza 1 m) del pilastro e staffe  $\Phi 10 / 15$  cm per la zona centrale del pilastro, rispettando ampiamente le prescrizioni relative ai dettagli costruttivi degli elementi in c.a. proposti dalle NTC-2008 al punto 4.1.6.

### 10.7 Verifica degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali (SLO)

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso III e IV si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca agli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere la costruzione temporaneamente non operativa.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLO (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) siano inferiori a:

$$d_r \leq 2 * 0,01h / 3 = 0.026 \text{ m} = 25.66 \text{ mm}$$

Si riporta di seguito la tabella degli spostamenti calcolati in testa ai pilastri nelle combinazioni SLO, in cui si osserva che lo spostamento massimo è pari a 3.91 mm, pertanto la verifica è soddisfatta.

TABLE: Joint Displacements			
Joint	OutputCase	U1	U2
Text	Text	mm	mm
17	SLO1	2.526	0.937
17	SLO2	0.914	3.058
18	SLO1	2.526	0.962
18	SLO2	0.914	3.161
19	SLO1	2.526	0.988
19	SLO2	0.914	3.268
20	SLO1	2.526	1.022
20	SLO2	0.914	3.403
21	SLO1	2.526	1.075
21	SLO2	0.914	3.563
22	SLO1	2.526	1.132
22	SLO2	0.914	3.729
24	SLO1	2.526	1.192
24	SLO2	0.914	3.906
25	SLO1	2.526	0.937
25	SLO2	0.914	3.058
26	SLO1	2.526	0.962
26	SLO2	0.914	3.161
27	SLO1	2.526	0.988
27	SLO2	0.914	3.268
28	SLO1	2.526	1.022

28	SLO2	0.914	3.403
29	SLO1	2.526	1.075
29	SLO2	0.914	3.563
30	SLO1	2.526	1.132
30	SLO2	0.914	3.729
32	SLO1	2.526	1.192
32	SLO2	0.914	3.906

### **10.8 Verifica di resistenza al fuoco R120 per le parti di struttura del locale Generatore elettrico.**

La resistenza al fuoco viene valutata e verificata con metodi di calcolo semplificati, secondo l'Eurocodice 2 (norma UNI EN 1992-1-2).

Le strutture in corrispondenza del locale GE sono i pilastri 30x40 di spigolo, i pilastri 40x30 interni, le travi di bordo 30x50 e la trave centrale 40x50. Il solaio di copertura è realizzato utilizzando lastre prefabbricate tipo predalles, creando un solaio di spessore 4+14+4.

Il metodo semplificato dell'isoterma a 500 °C fornito dall'Eurocodice 2 è idoneo per l'analisi delle singole membrature, esso si basa sui concetti di riduzione geometrica della sezione, in funzione del danno del calcestruzzo, e di riduzione della tensione di snervamento dell'acciaio, in funzione della temperatura raggiunta dalle barre.

Tale metodo consente di individuare una sezione ridotta, determinata dalla porzione di calcestruzzo compresa all'interno dell'isoterma 500 °C (sulla quale si applicano gli usuali metodi di calcolo, utilizzati a temperatura ordinaria), trascurando quindi il calcestruzzo a temperature superiori ai 500 °C.

Nell'Appendice A della norma UNI EN 1992-1-2 sono riportate le mappature termiche, per i diversi valori di R, delle sezioni più comuni. Nelle figure seguenti si riporta un estratto in cui si evidenzia la mappa che si considera per la riduzione della sezione delle travi e dei pilastri.

figura B.1 Mappature termiche di sezioni di travi

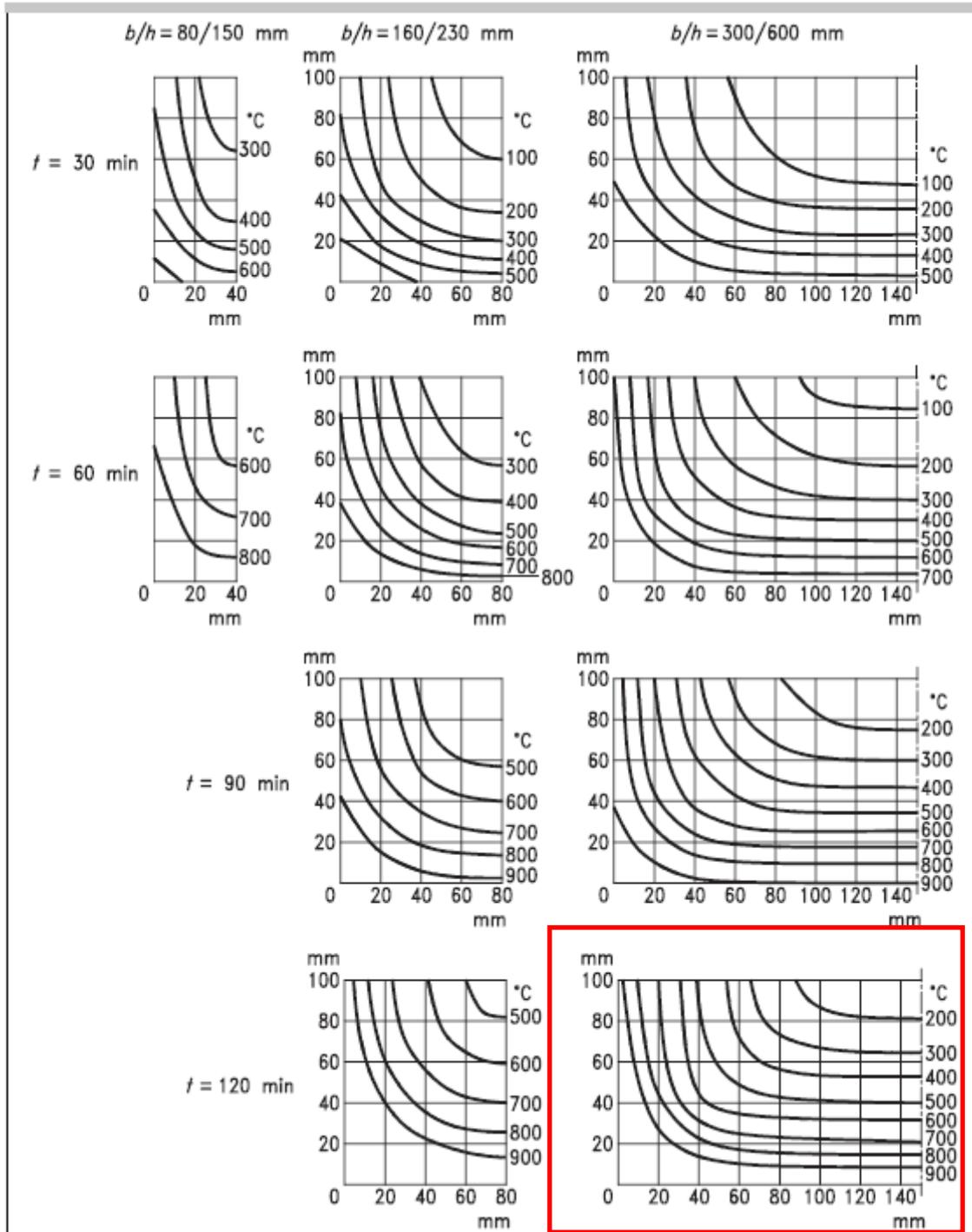


Figura 27 – Estratto Eurocodice 2-1-2 figura B.1: Mappature termiche di sezioni di travi

La resistenza caratteristica dell'acciaio in funzione della temperatura  $\theta$  si ricava per mezzo del coefficiente  $k_s(\theta)$ :

$$f_{sk}(\theta) = k_s(\theta) * f_{yk}(20^\circ\text{C})$$

$$k_s(\theta) = 1,0 \quad \text{per} \quad 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 350^\circ\text{C}$$

$$k_s(\theta) = (6\,650 - 9\theta)/3\,500 \quad \text{per} \quad 350^\circ\text{C} \leq \theta \leq 700^\circ\text{C}$$

$$k_s(\theta) = (1\,200 - \theta)/5\,000 \quad \text{per} \quad 700^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1\,200^\circ\text{C}$$

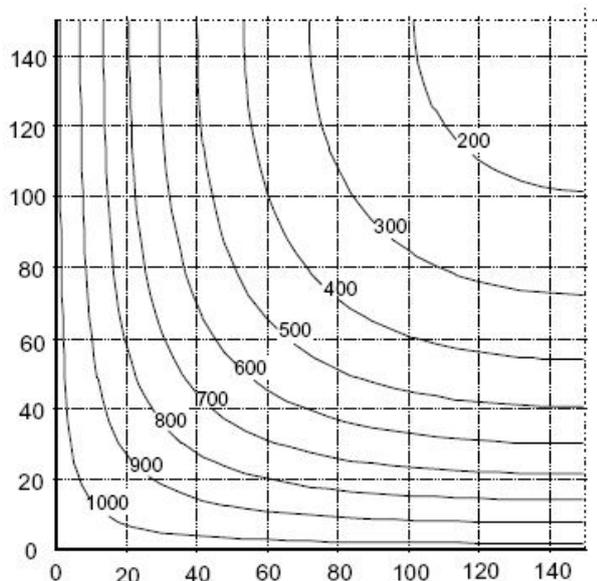


Figure A.14: Temperature profiles ( $^\circ\text{C}$ ) for a column,  $h \times b = 300 \times 300$  - R120

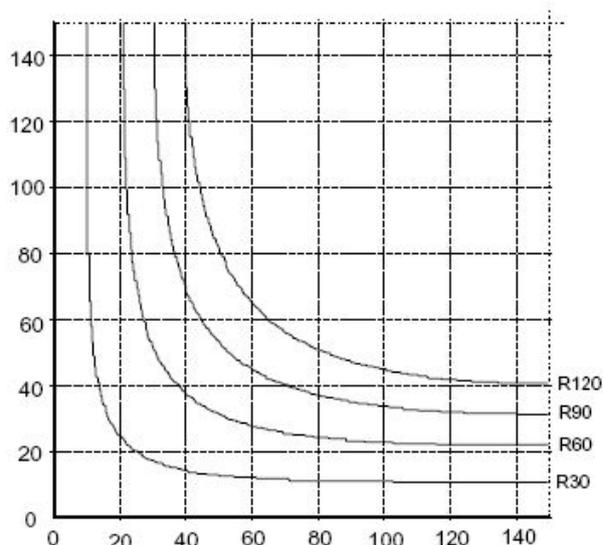


Figure A.15: 500  $^\circ\text{C}$  isotherms for a column,  $h \times b = 300 \times 300$

Figura 28 – Estratto Eurocodice 2-1-2 figure A.14 – A.15: Mappature termiche di sezioni di pilastri

### 10.8.1 TRAVI DI BORDO 30X50

La trave di bordo di dimensioni 30x50 cm è armata con 3  $\Phi$  20 superiormente e 4  $\Phi$  20 inferiormente in aggiunta, fuori calcolo, andranno disposti 2  $\Phi$  12 come ferri di parete. La luce di calcolo è 6.9 m e si assume a favore di sicurezza che l'esposizione avvenga su tre lati.

I carichi agenti sulla trave sono quelli riportati nell'analisi dei carichi si rimanda al capitolo 8, la combinazione delle azioni è quella eccezionale (vedi Tabella 9 §9.3):

**Fabbricato Tecnologico di bivio PPM FA02- Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL FA0200 001	A	104 di 156

Peso proprio della trave	3.75 kN/m
Permanenti strutturali del solaio	5.6 kN/m
Permanenti non strutturali	4.55 kN/m
	10.5 kN/m
Accidentale (manutenzione)	<u>0.88 kN/m</u>
	24.66 kN/m

Ipotizzando cautelativamente di considerare il momento in campata di una trave continua ( $M = 1/10 pl^2$ ) si ottiene un momento sollecitante pari a: 117.43 kNm

In condizioni di incendio la sezione ridotta che si mantiene ad una temperatura minore di 500 °C è data da:

la larghezza ridotta che trascura il calcestruzzo che si trova a temperature maggiori 500°C:

$$b_{fi} = (300 - (2 \times 40)) = 220 \text{ mm}$$

l'altezza efficace

$$d_{fi} = (500 - 40) = 460 \text{ mm}$$

Il copriferro è pari a 40 mm e le staffe sono  $\Phi 10$ , pertanto le armature ricadono tutte all'interno dell'isoterma 500°C

Le aree ridotte delle armature tese  $A_s'$  in funzione della temperature raggiunta sono pari a:

$$A_s' = 4 * 3.14 \text{ cm}^2 * (6650 - 9 * 500) / 3500 = 7.175 \text{ cm}^2$$

Si esegue la verifica della sezione ridotta di dimensioni 22x46 armata inferiormente con 3  $\Phi 18$ .

**DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.**

**NOME SEZIONE: Trave\_bordo\_fuoco**

**(Percorso File: D:\Commesse\C2S\LAVERO\_MIC\edifici\FV01\Trave\_bordo\_fuoco.sez)**

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inertzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica
Posizione sezione nell'asta:	In zona critica

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CONGLOMERATO -	Classe: C28/35	
	Resis. compr. di calcolo fcd :	158.60 daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. compr. ridotta fcd' :	79.30 daN/cm <sup>2</sup>
	Def.unit. max resistenza ec2 :	0.0020
	Def.unit. ultima ecu :	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz. :	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec :	323080 daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff. di Poisson :	0.20
	Resis. media a trazione fctm :	28.80 daN/cm <sup>2</sup>

**Fabbricato Tecnologico di bivio PPM FA02- Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL FA0200 001	A	105 di 156

ACCIAIO - Tipo: B450C

Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0 daN/cm <sup>2</sup>
Resist. caratt. rottura ftk:	5400.0 daN/cm <sup>2</sup>
Resist. snerv. di calcolo fyd:	3913.0 daN/cm <sup>2</sup>
Resist. ultima di calcolo ftd:	4500.0 daN/cm <sup>2</sup>
Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068
Modulo Elastico Ef :	2000000 daN/cm <sup>2</sup>
Diagramma tensione-deformaz. :	Bilineare finito

**CARATTERISTICHE DOMINI CONGLOMERATO**

**DOMINIO N° 1**

Forma del Dominio: Poligonale  
Classe Conglomerato: C28/35

N.vertice	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm
1	-11.00	0.00
2	-11.00	46.00
3	11.00	46.00
4	11.00	0.00

**DATI BARRE ISOLATE**

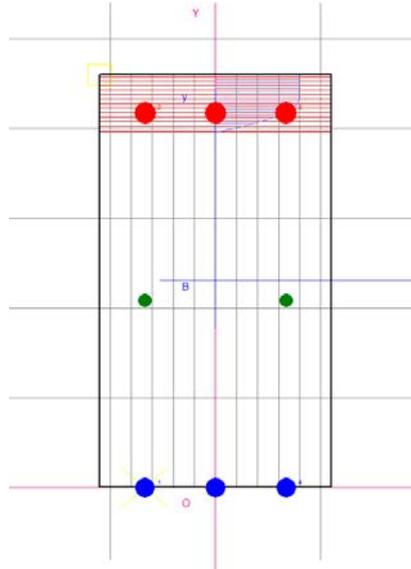
N.Barra Numero assegnato alle singole barre isolate e nei vertici dei domini  
Ascissa X Ascissa in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O  
Ordinata Y Ordinata in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O  
Diam. Diametro in mm della barra

N.Barra	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm	Diam.Ø,mm
1	-6.70	0.00	18
2	-6.70	41.70	20
3	6.70	41.70	20
4	6.70	0.00	18

**DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE**

N.Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
N.Barra In. Numero della barra iniziale cui si riferisce la gener.  
N.Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la gener.  
N.Barre Numero di barre generate equidist. inserite tra la barra iniz. e fin.  
Diam. Diametro in mm della singola barra generata

N.Gen.	N.Barra In.	N.Barra Fin.	N.Barre	Diam.Ø,mm
1	1	2	1	12
2	1	4	1	18
3	4	3	1	12
4	2	3	1	20



**ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia x

N.Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0	11743	0	10	0

**RISULTATI DEL CALCOLO**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: -0.9 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 4.7 cm  
Copriferro netto minimo staffe: -2.3 cm

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N ult	Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult,My ult) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	0	11743	0	0	15190	0	1.294

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

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)

**Fabbricato Tecnologico di bivio PPM FA02- Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL FA0200 001	A	107 di 156

ef min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xf min	Ascissa in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)
ef max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xf max	Ascissa in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
Yf max	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	ef min	Xf min	Yf min	ef max	Xf max	Yf max
1	0.00350	-0.00720	-11.0	46.0	0.00117	-6.7	41.7	-0.02146	-6.7	0.0

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a	Coeff. a nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,0 gen.
b	Coeff. b nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,0 gen.
c	Coeff. c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,0 gen.
x/d	Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N.Comb.	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000542528	-0.021456299	0.140	0.700

**ARMATURE A TAGLIO DI INVILUPPO PER TUTTE LE COMBINAZIONI ASSEGNATE**

Diametro staffe:	14 mm	
Passo staffe:	14.0 cm	[Passo massimo di normativa = 33.0]
N.Bracci staffe:	2	
Area staffe/m :	22.0 cm <sup>2</sup> /m	[Area Staffe Minima normativa = 3.3]

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO**

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Vsdu	Taglio agente [daN] = proiez. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
Vru	Taglio resistente ultimo [daN] lato conglomerato compresso
Vcd	Taglio [daN] assorbito dal conglomerato nel calcolo delle staffe
Vwd	Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe
Dmed	Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro. Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro. E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Afst	Area staffe strettamente necessarie a taglio per metro di trave [cm <sup>2</sup> /m]

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Teta	Acw	Afst
1	S	10	22578	80738	41.7	22.0	21.80°	1.000	0.0

**10.8.2 TRAVE CENTRALE 40X50**

La trave di bordo di dimensioni 40x50 cm è armata con 3  $\Phi$  24 superiormente e 5  $\Phi$  24 inferiormente in aggiunta, fuori calcolo, andranno disposti 2  $\Phi$  12 come ferri di parete. La luce di calcolo è 6.9 m e si assume a favore di sicurezza che l'esposizione avvenga su tre lati.

I carichi agenti sulla trave sono quelli riportati nell'analisi dei carichi si rimanda al capitolo 8, la combinazione delle azioni è quella eccezionale (vedi Tabella 9 §9.3):

Peso proprio della trave 5 kN/m

**Fabbricato Tecnologico di bivio PPM FA02- Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL FA0200 001	A	108 di 156

Permanenti strutturali del solaio	11.2	kN/m
Permanenti non strutturali	9.1	kN/m
Accidentale (manutenzione)	1.75	kN/m
	<u>25.83</u>	kN/m

Ipotizzando cautelativamente di considerare il momento in campata di una trave continua ( $M = 1/10 pl^2$ ) si ottiene un momento sollecitante pari a: 122.95 kNm

In condizioni di incendio la sezione ridotta che si mantiene ad una temperatura minore di 500 °C è data da:

la larghezza ridotta che trascura il calcestruzzo che si trova a temperature maggiori 500°C:

$$b_{fi} = (400 - (2 \times 40)) = 320 \text{ mm}$$

l'altezza efficace

$$d_{fi} = (500 - 40) = 460 \text{ mm}$$

Il copriferro è pari a 40 mm e le staffe sono  $\Phi 10$ , pertanto le armature ricadono tutte all'interno dell'isoterma 500°C

Le aree ridotte delle armature tese A's in funzione della temperature raggiunta sono pari a:

$$A_s' = 5 * 3.14 \text{ cm}^2 * (6650 - 9 * 500) / 3500 = 13.89 \text{ cm}^2$$

Si esegue la verifica della sezione ridotta di dimensioni 32x46 armata inferiormente con 4  $\Phi 21$ .

**DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.**

**NOME SEZIONE: Trave\_centra\_fuoco**

**(Percorso File: D:\Commesse\C2S\LAVORO\_MIC\edifici\FV01\Trave\_centra\_fuoco.sez)**

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica
Posizione sezione nell'asta:	In zona critica

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CONGLOMERATO -	Classe: C28/35
	Resis. compr. di calcolo fcd : 158.60 daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. compr. ridotta fcd' : 79.30 daN/cm <sup>2</sup>
	Def.unit. max resistenza ec2 : 0.0020
	Def.unit. ultima ecu : 0.0035
	Diagramma tensione-deformaz. : Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec : 323080 daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff. di Poisson : 0.20
	Resis. media a trazione fctm : 28.80 daN/cm <sup>2</sup>
ACCIAIO -	Tipo: B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk : 4500.0 daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. rottura ftk : 5400.0 daN/cm <sup>2</sup>

**Fabbricato Tecnologico di bivio PPM FA02- Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL FA0200 001	A	109 di 156

Resist. snerv. di calcolo  $f_{yd}$ : 3913.0 daN/cm<sup>2</sup>  
 Resist. ultima di calcolo  $f_{td}$ : 4500.0 daN/cm<sup>2</sup>  
 Deform. ultima di calcolo  $E_{pu}$ : 0.068  
 Modulo Elastico  $E_f$ : 2000000 daN/cm<sup>2</sup>  
 Diagramma tensione-deformaz.: Bilineare finito

**CARATTERISTICHE DOMINI CONGLOMERATO**

**DOMINIO N° 1**

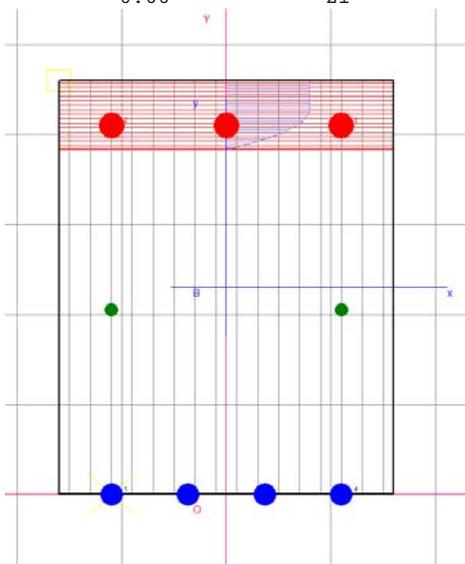
Forma del Dominio: Poligonale  
 Classe Conglomerato: C28/35

N.vertice	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm
1	-16.00	0.00
2	-16.00	46.00
3	16.00	46.00
4	16.00	0.00

**DATI BARRE ISOLATE**

N.Barra Numero assegnato alle singole barre isolate e nei vertici dei domini  
 Ascissa X Ascissa in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O  
 Ordinata Y Ordinata in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O  
 Diam. Diametro in mm della barra

N.Barra	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm	Diam.Ø,mm
1	-11.00	0.00	21
2	-11.00	41.00	24
3	11.00	41.00	24
4	11.00	0.00	21



**DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE**

N.Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
 N.Barra In. Numero della barra iniziale cui si riferisce la gener.  
 N.Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la gener.  
 N.Barre Numero di barre generate equidist. inserite tra la barra iniz. e fin.  
 Diam. Diametro in mm della singola barra generata

N.Gen.	N.Barra In.	N.Barra Fin.	N.Barre	Diam.Ø,mm
1	1	2	1	12
2	1	4	2	21

**Fabbricato Tecnologico di bivio PPM FA02- Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL FA0200 001	A	110 di 156

3	4	3	1	12
4	2	3	1	24

**ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
Vy Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia y  
Vx Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia x

N.Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0	12295	0	10	0

**RISULTATI DEL CALCOLO**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: -1.1 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 5.2 cm  
Copriferro netto minimo staffe: -2.5 cm

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)  
Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)  
Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult,My ult) e (N,Mx,My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	0	12295	0	0	25418	0	2.067

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

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace  
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
ef min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Xf min Ascissa in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
ef max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
Xf max Ascissa in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
Yf max Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	ef min	Xf min	Yf min	ef max	Xf max	Yf max
1	0.00350	-0.00544	-16.0	46.0	0.00123	-11.0	41.0	-0.01737	-11.0	0.0

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a Coeff. a nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,0 gen.  
b Coeff. b nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,0 gen.  
c Coeff. c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,0 gen.  
x/d Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)  
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

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



l'altezza efficace

$$d_{fi} = 400 \text{ mm}$$

Il copriferro è pari a 40 mm e le staffe sono  $\Phi 10$ , pertanto le armature ricadono tutte all'interno dell'isoterma  $600^\circ\text{C}$

Le aree ridotte delle armature in funzione della temperatura raggiunta sono pari a:

$$A_s' = 3 * 3.14 \text{ cm}^2 * (6650 - 9*600) / 3500 = 3.37 \text{ cm}^2$$

Si esegue la verifica della sezione ridotta di dimensioni  $23.5 \times 40$  armata sul lato esposto con inferiormente con  $3 \Phi 11$ .

**DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.**

**NOME SEZIONE: Pilastro\_fuoco**

**(Percorso File: D:\Commesse\C2S\LAVORO\_MIC\edifici\FV01\Pilastro\_fuoco.sez)**

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inertzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica
Posizione sezione nell'asta:	In zona critica

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CONGLOMERATO - Classe: C28/35

Resis. compr. di calcolo fcd :	158.60 daN/cm <sup>2</sup>
Resis. compr. ridotta fcd' :	79.30 daN/cm <sup>2</sup>
Def.unit. max resistenza ec2 :	0.0020
Def.unit. ultima ecu :	0.0035
Diagramma tensione-deformaz. :	Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale Ec :	323080 daN/cm <sup>2</sup>
Coeff. di Poisson :	0.20
Resis. media a trazione fctm :	28.80 daN/cm <sup>2</sup>

ACCIAIO - Tipo: B450C

Resist. caratt. snervam. fyk :	4500.0 daN/cm <sup>2</sup>
Resist. caratt. rottura ftk :	5400.0 daN/cm <sup>2</sup>
Resist. snerv. di calcolo fyd :	3913.0 daN/cm <sup>2</sup>
Resist. ultima di calcolo ftd :	4500.0 daN/cm <sup>2</sup>
Deform. ultima di calcolo Epu :	0.068
Modulo Elastico Ef :	2000000 daN/cm <sup>2</sup>
Diagramma tensione-deformaz. :	Bilineare finito

**CARATTERISTICHE DOMINI CONGLOMERATO**

**DOMINIO N° 1**

Forma del Dominio: Poligonale  
Classe Conglomerato: C28/35

N.vertice	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm
1	-15.00	0.00
2	-15.00	40.00
3	8.50	40.00
4	8.50	0.00

**DATI BARRE ISOLATE**

**Fabbricato Tecnologico di bivio PPM FA02- Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL FA0200 001	A	113 di 156

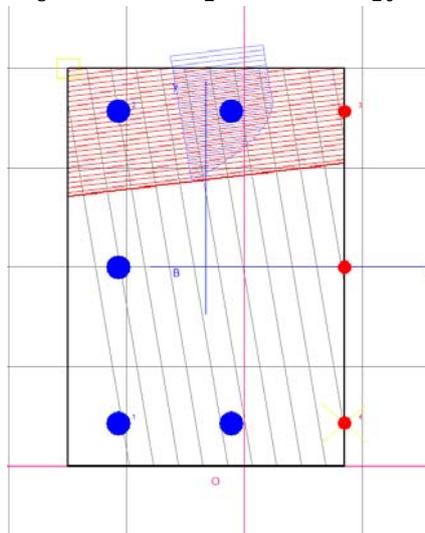
N.Barra Numero assegnato alle singole barre isolate e nei vertici dei domini  
 Ascissa X Ascissa in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O  
 Ordinata Y Ordinata in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O  
 Diam. Diametro in mm della barra

N.Barra	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm	Diam.Ø,mm
1	-10.70	4.30	20
2	-10.70	35.70	20
3	8.50	35.70	11
4	8.50	4.30	11

**DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE**

N.Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
 N.Barra In. Numero della barra iniziale cui si riferisce la gener.  
 N.Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la gener.  
 N.Barre Numero di barre generate equidist. inserite tra la barra iniz. e fin.  
 Diam. Diametro in mm della singola barra generata

N.Gen.	N.Barra In.	N.Barra Fin.	N.Barre	Diam.Ø,mm
1	1	2	1	20
2	1	4	1	20
3	4	3	1	11
4	2	3	1	20



**ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
 My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
 Vy Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia y  
 Vx Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia x

N.Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	14070	3918	0	10	0

**RISULTATI DEL CALCOLO**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: -0.6 cm

**Fabbricato Tecnologico di bivio PPM FA02- Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL FA0200 001	A	114 di 156

Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.6 cm  
Copriferro netto minimo staffe: -2.0 cm

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)  
Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)  
Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult,My ult) e (N,Mx,My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	14070	3918	0	14099	13620	88	3.476

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

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace  
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
ef min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Xf min Ascissa in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
ef max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
Xf max Ascissa in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
Yf max Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	ef min	Xf min	Yf min	ef max	Xf max	Yf max
1	0.00350	-0.00156	-15.0	40.0	0.00216	-10.7	35.7	-0.00714	8.5	4.3

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a Coeff. a nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,0 gen.  
b Coeff. b nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,0 gen.  
c Coeff. c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,0 gen.  
x/d Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)  
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N.Comb.	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	-0.000039038	0.000272342	-0.007979250		

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>NODO INTERMODALE DI BRINDISI</b> <b>INFRASTRUTTURA DI COLLEGAMENTO DELL'AREA</b> <b>INDUSTRIALE RETRO-PORTUALE DI BRINDISI CON</b> <b>INFRASTRUTTURA FERROVIARIA NAZIONALE</b>					
<b>Fabbricato Tecnologico di bivio PPM FA02- Relazione di calcolo</b>	COMMESSA IA7L	LOTTO 00	CODIFICA D10	DOCUMENTO CL FA0200 001	REV. A	FOGLIO 115 di 156

## 11 FONDAZIONI

### 11.1 Descrizione

Le fondazioni dell'edificio sono di tipo diretto, costituite da un grigliato di travi rovesce disposte lungo il perimetro dell'edificio collegate trasversalmente mediante cordoli a sezione rettangolare 60 x 100 cm . Le travi di bordo hanno sezione a "T" rovescia con rettangolo superiore 70x50 cm<sup>2</sup> e rettangolo inferiore 150x50 cm<sup>2</sup>. Al di sotto delle fondazioni è previsto uno strato di magrone di spessore 0.15 m debordante l'impronta delle fondazioni di 0.15 m.

Le verifiche di resistenza delle travi di fondazione sono state eseguite con riferimento alle travi rovesce perimetrali e ai cordoli trasversali di collegamento.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi finalizzate al dimensionamento strutturale (STR), si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi che costituiscono la fondazione. Le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera opera alla quale sono applicate le azioni statiche e sismiche.

Le fondazioni superficiali sono verificate in condizioni sismiche e in condizioni statiche:

Il dimensionamento e la verifica delle strutture di fondazione sono stati eseguiti assumendo come azioni in fondazione, trasmesse dagli elementi sovrastanti, quelle derivanti dall'analisi strutturale eseguita ipotizzando un comportamento strutturale non dissipativo, secondo quanto prescritto nel paragrafo 7.2.5 delle NTC 2018.

In condizioni statiche utilizzando le sollecitazioni non amplificate della combinazione non sismica SLU.

Inoltre sono state eseguite le verifiche a fessurazione e delle tensioni di esercizio per le combinazioni relative allo SLE.

Nei paragrafi seguenti vengono riportate le sollecitazioni massime e minime e le verifiche per le travi di fondazione.

### 11.2 Travi di fondazione

Seguono tabelle delle sollecitazioni ottenute per le travi di fondazione nelle combinazioni statiche sismiche e agli stati limite.

		P	V2	V3	T	M2	M3	Frame	Distance	OutputCase
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text	m	Text
<b>M3</b>	<b>max</b>	0.0	5.5	0.0	2.0	0.0	<b>545.8</b>	46	3.5	SLU5
<b>M3</b>	<b>min</b>	0.0	-96.1	-0.1	-19.1	-0.1	<b>-159.3</b>	40	0.0	SLUV1
<b>M2</b>	<b>max</b>	0.0	-38.1	0.2	-18.8	<b>0.5</b>	27.8	39	0.0	SLUV2
<b>M2</b>	<b>min</b>	0.0	-62.6	-0.2	-40.5	<b>-0.5</b>	-30.0	39	0.0	SLUV2
<b>T</b>	<b>max</b>	0.0	-109.8	0.0	<b>62.8</b>	0.0	-69.8	53	0.0	SLU5
<b>T</b>	<b>min</b>	0.0	-97.1	0.0	<b>-64.8</b>	0.0	-3.7	47	0.0	SLU5
<b>V3</b>	<b>max</b>	0.0	-38.1	<b>0.2</b>	-18.8	0.5	27.8	39	0.0	SLUV2
<b>V3</b>	<b>min</b>	0.0	-62.6	<b>-0.2</b>	-40.5	-0.5	-30.0	39	0.0	SLUV2
<b>V2</b>	<b>max</b>	0.0	<b>324.4</b>	0.0	2.0	0.0	-23.2	46	6.9	SLU5
<b>V2</b>	<b>min</b>	0.0	<b>-313.5</b>	0.0	2.0	0.0	14.4	46	0.0	SLU5
<b>P</b>	<b>max</b>	<b>0.0</b>	-68.2	0.0	-42.6	0.0	-3.9	39	0.0	SLU1
<b>P</b>	<b>min</b>	<b>0.0</b>	-68.2	0.0	-42.6	0.0	-3.9	39	0.0	SLU1

		P	V2	V3	T	M2	M3	Frame	Distance	OutputCase
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text	m	Text
<b>M3</b>	<b>max</b>	0.0	3.6	0.0	1.3	0.0	<b>382.7</b>	46	3.5	SLr3
<b>M3</b>	<b>min</b>	0.0	83.1	0.0	-11.1	0.0	<b>-69.0</b>	48	4.2	SLr2
<b>M2</b>	<b>max</b>	0.0	-52.7	0.0	-32.0	<b>0.0</b>	-3.6	39	0.0	SLr2
<b>M2</b>	<b>min</b>	0.0	50.0	0.0	34.0	<b>0.0</b>	0.7	53	3.5	SLr2
<b>T</b>	<b>max</b>	0.0	-81.0	0.0	<b>41.2</b>	0.0	-51.5	53	0.0	SLr3
<b>T</b>	<b>min</b>	0.0	-71.4	0.0	<b>-42.6</b>	0.0	-2.6	47	0.0	SLr3
<b>V3</b>	<b>max</b>	0.0	-52.7	<b>0.0</b>	-32.0	0.0	-3.6	39	0.0	SLr2
<b>V3</b>	<b>min</b>	0.0	-199.5	<b>0.0</b>	-1.3	0.0	-20.1	54	0.0	SLr1
<b>V2</b>	<b>max</b>	0.0	<b>228.9</b>	0.0	1.3	0.0	-18.5	46	6.9	SLr3
<b>V2</b>	<b>min</b>	0.0	<b>-221.7</b>	0.0	1.3	0.0	6.6	46	0.0	SLr3
<b>P</b>	<b>max</b>	<b>0.0</b>	-52.2	0.0	-32.4	0.0	-2.8	39	0.0	SLr1
<b>P</b>	<b>min</b>	<b>0.0</b>	-52.2	0.0	-32.4	0.0	-2.8	39	0.0	SLr1

		P	V2	V3	T	M2	M3	Frame	Distance	OutputCase
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text	m	Text
<b>M3</b>	<b>max</b>	0.0	1.2	0.0	0.4	0.0	<b>344.3</b>	46	3.5	SLf2
<b>M3</b>	<b>min</b>	0.0	82.8	0.0	-9.4	0.0	<b>-69.1</b>	48	4.2	SLf2
<b>M2</b>	<b>max</b>	0.0	-50.7	0.0	-29.9	<b>0.0</b>	-1.6	39	0.0	SLf2
<b>M2</b>	<b>min</b>	0.0	50.2	0.0	30.3	<b>0.0</b>	-0.7	53	3.5	SLf2
<b>T</b>	<b>max</b>	0.0	-95.2	0.0	<b>31.3</b>	0.0	-58.2	45	0.0	SLf1
<b>T</b>	<b>min</b>	0.0	-69.8	0.0	<b>-31.7</b>	0.0	-2.9	47	0.0	SLf2
<b>V3</b>	<b>max</b>	0.0	-50.7	<b>0.0</b>	-29.9	0.0	-1.6	39	0.0	SLf2
<b>V3</b>	<b>min</b>	0.0	-191.4	<b>0.0</b>	0.0	0.0	-10.4	54	0.0	SLf3
<b>V2</b>	<b>max</b>	0.0	<b>208.1</b>	0.0	0.4	0.0	-16.8	46	6.9	SLf2
<b>V2</b>	<b>min</b>	0.0	<b>-206.8</b>	0.0	0.0	0.0	-12.9	46	0.0	SLf1
<b>P</b>	<b>max</b>	<b>0.0</b>	-50.5	0.0	-30.0	0.0	-1.2	39	0.0	SLf1
<b>P</b>	<b>min</b>	<b>0.0</b>	-50.5	0.0	-30.0	0.0	-1.2	39	0.0	SLf1

		P	V2	V3	T	M2	M3	Frame	Distance	OutputCase
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text	m	Text
<b>M3</b>	<b>max</b>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	<b>342.6</b>	46	3.5	SLqp1
<b>M3</b>	<b>min</b>	0.0	-82.8	0.0	9.0	0.0	<b>-69.0</b>	44	0.0	SLqp1
<b>M2</b>	<b>max</b>	0.0	-50.3	0.0	-29.7	<b>0.0</b>	-1.1	39	0.0	SLqp1
<b>M2</b>	<b>min</b>	0.0	50.3	0.0	29.7	<b>0.0</b>	-1.1	53	3.5	SLqp1
<b>T</b>	<b>max</b>	0.0	-95.3	0.0	<b>30.9</b>	0.0	-58.7	45	0.0	SLqp1
<b>T</b>	<b>min</b>	0.0	-69.9	0.0	<b>-30.9</b>	0.0	-3.4	47	0.0	SLqp1
<b>V3</b>	<b>max</b>	0.0	-50.3	<b>0.0</b>	-29.7	0.0	-1.1	39	0.0	SLqp1
<b>V3</b>	<b>min</b>	0.0	-191.4	<b>0.0</b>	0.0	0.0	-10.4	54	0.0	SLqp1
<b>V2</b>	<b>max</b>	0.0	<b>206.1</b>	0.0	0.0	0.0	-12.9	46	6.9	SLqp1
<b>V2</b>	<b>min</b>	0.0	<b>-206.1</b>	0.0	0.0	0.0	-12.9	46	0.0	SLqp1
<b>P</b>	<b>max</b>	<b>0.0</b>	-50.3	0.0	-29.7	0.0	-1.1	39	0.0	SLqp1
<b>P</b>	<b>min</b>	<b>0.0</b>	-50.3	0.0	-29.7	0.0	-1.1	39	0.0	SLqp1

### 11.2.1 Verifica a flessione

Essendo la combinazione peggiore non sismica, le sollecitazioni in fondazione non vengono amplificate secondo quanto riportato al paragrafo 7.2.5 (NTC2018).

Le verifiche vengono condotte a favore di sicurezza considerando l'armatura minima presente sia all'intradosso che all'estradosso della trave.

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: Trave\_fond\_150x100

(Percorso File: D:\Commesse\C2S\LAVORO\_MIC\Trave\_fond\_150x100.sez)

**Fabbricato Tecnologico di bivio PPM FA02- Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL FA0200 001	A	118 di 156

Descrizione Sezione:  
 Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi  
 Tipologia sezione: Sezione generica  
 Normativa di riferimento: N.T.C.  
 Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante  
 Condizioni Ambientali: Moderat. aggressive  
 Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia  
 Riferimento alla sismicità: Zona non sismica  
 Posizione sezione nell'asta: In zona critica

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

**CONGLOMERATO** - Classe: C25/30  
 Resis. compr. di calcolo fcd : 141.60 daN/cm<sup>2</sup>  
 Resis. compr. ridotta fcd' : 70.80 daN/cm<sup>2</sup>  
 Def.unit. max resistenza ec2 : 0.0020  
 Def.unit. ultima ecu : 0.0035  
 Diagramma tensione-deformaz. : Parabola-Rettangolo  
 Modulo Elastico Normale Ec : 314750 daN/cm<sup>2</sup>  
 Coeff. di Poisson : 0.20  
 Resis. media a trazione fctm : 26.00 daN/cm<sup>2</sup>  
 Coeff. Omogen. S.L.E. : 15.0  
 Combinazioni Rare in Esercizio (Tens.Limite):  
 Sc Limite : 150.00 daN/cm<sup>2</sup>  
 Apert.Fess.Limite : Non prevista  
 Combinazioni Frequenti in Esercizio (Tens.Limite):  
 Sc Limite : 150.00 daN/cm<sup>2</sup>  
 Apert.Fess.Limite : 0.300 mm  
 Combinazioni Quasi Permanenti in Esercizio (Tens.Limite):  
 Sc Limite : 112.50 daN/cm<sup>2</sup>  
 Apert.Fess.Limite : 0.200 mm

**ACCIAIO** - Tipo: B450C  
 Resist. caratt. snervam. fyk : 4500.0 daN/cm<sup>2</sup>  
 Resist. caratt. rottura ftk : 5400.0 daN/cm<sup>2</sup>  
 Resist. snerv. di calcolo fyd : 3913.0 daN/cm<sup>2</sup>  
 Resist. ultima di calcolo ftd : 4500.0 daN/cm<sup>2</sup>  
 Deform. ultima di calcolo Epu : 0.068  
 Modulo Elastico Ef : 200000 daN/cm<sup>2</sup>  
 Diagramma tensione-deformaz. : Bilineare finito  
 Coeff. Aderenza ist.  $\beta_1 \cdot \beta_2$  : 1.00 daN/cm<sup>2</sup>  
 Coeff. Aderenza diff.  $\beta_1 \cdot \beta_2$  : 0.50 daN/cm<sup>2</sup>  
 Comb.Rare Sf Limite : 3600.0 daN/cm<sup>2</sup>

**CARATTERISTICHE DOMINI CONGLOMERATO**

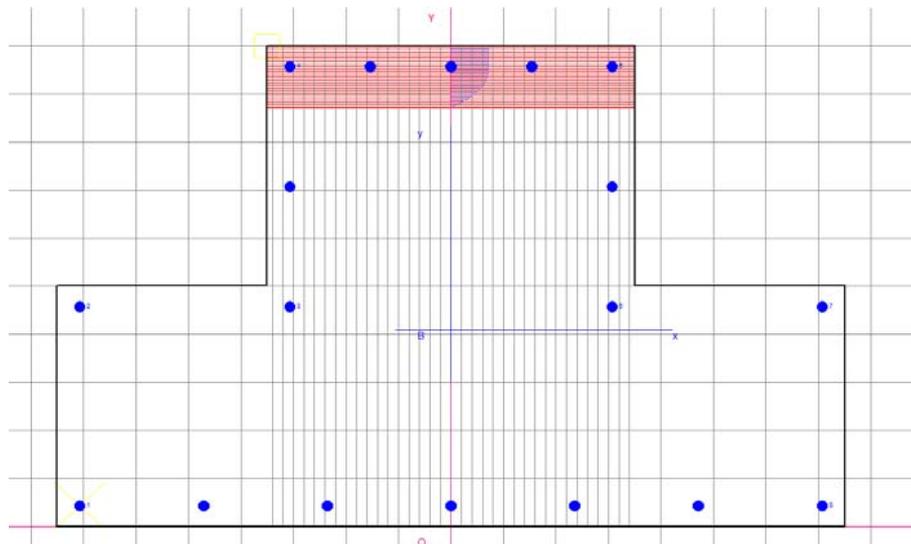
**DOMINIO N° 1**

Forma del Dominio: Poligonale  
 Classe Conglomerato: C25/30

N.vertice	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm
1	-75.00	0.00
2	-75.00	50.00
3	-35.00	50.00
4	-35.00	100.00
5	35.00	100.00
6	35.00	50.00
7	75.00	50.00
8	75.00	0.00

Fabbricato Tecnologico di bivio PPM FA02- Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL FA0200 001	A	119 di 156



#### DATI BARRE ISOLATE

N.Barra Numero assegnato alle singole barre isolate e nei vertici dei domini  
 Ascissa X Ascissa in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O  
 Ordinata Y Ordinata in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O  
 Diam. Diametro in mm della barra

N.Barra	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm	Diam.Ø,mm
1	-70.70	4.30	20
2	-70.70	45.70	20
3	-30.70	45.70	20
4	-30.70	95.70	20
5	30.70	95.70	20
6	30.70	45.70	20
7	70.70	45.70	20
8	70.70	4.30	20

#### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N.Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
 N.Barra In. Numero della barra iniziale cui si riferisce la gener.  
 N.Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la gener.  
 N.Barre Numero di barre generate equidist. inserite tra la barra iniz. e fin.  
 Diam. Diametro in mm della singola barra generata

N.Gen.	N.Barra In.	N.Barra Fin.	N.Barre	Diam.Ø,mm
1	1	8	5	20
2	4	5	3	20
3	3	4	1	20
4	6	5	1	20

#### ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
 My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
 Vy Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia y  
 Vx Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia x

N.Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx

**Fabbricato Tecnologico di bivio PPM FA02- Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL FA0200 001	A	120 di 156

1	0	54584	0	10	0
2	0	-15928	-12	10	0
3	0	2777	46	10	0
4	0	-3003	-3	10	0
5	0	-6981	1	10	0
6	0	-373	2	10	0
7	0	2777	46	10	0
8	0	-3003	-46	10	0
9	0	-2322	-1	10	0
10	0	1439	1	10	0
11	0	-391	2	10	0
12	0	-391	2	10	0

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

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.  
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N. Comb.	N	Mx	My
1	0	38267	0
2	0	-6899	-2
3	0	-361	2
4	0	72	-2
5	0	-5146	1
6	0	-263	1
7	0	-361	2
8	0	-2014	1
9	0	-1852	-1
10	0	655	1
11	0	-276	1
12	0	-276	1

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

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.  
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N. Comb.	N	Mx	My
1	0	34428	0
2	0	-6911	0
3	0	-161	0
4	0	-74	0
5	0	-5821	0
6	0	-291	0
7	0	-161	0
8	0	-1044	0
9	0	-1681	0
10	0	-1288	0
11	0	-117	0
12	0	-117	0

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

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.  
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

**Fabbricato Tecnologico di bivio PPM FA02- Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL FA0200 001	A	121 di 156

N. Comb.	N	Mx	My
1	0	34261	0
2	0	-6901	0
3	0	-113	0
4	0	-113	0
5	0	-5868	0
6	0	-337	0
7	0	-113	0
8	0	-1044	0
9	0	-1293	0
10	0	-1293	0
11	0	-113	0
12	0	-113	0

#### RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 3.3 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 13.4 cm  
Copriferro netto minimo staffe: 1.9 cm

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)  
Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)  
Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult, My ult) e (N, Mx, My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$

N. Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	0	54584	0	0	112526	0	2.062
2	S	0	-15928	-12	0	-103534	-429	6.500
3	S	0	2777	46	0	111964	1715	40.318
4	S	0	-3003	-3	0	-103531	-568	34.476
5	S	0	-6981	1	0	-103521	82	14.829
6	S	0	-373	2	0	-103525	259	277.543
7	S	0	2777	46	0	111964	1715	40.318
8	S	0	-3003	-46	0	-103447	-1618	34.448
9	S	0	-2322	-1	0	-103537	-246	44.590
10	S	0	1439	1	0	112556	2	78.218
11	S	0	-391	2	0	-103530	118	264.779
12	S	0	-391	2	0	-103530	118	264.779

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

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace  
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
ef min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Xf min Ascissa in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
ef max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
Xf max Ascissa in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
Yf max Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)

N. Comb.	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	ef min	Xf min	Yf min	ef max	Xf max	Yf max
1	0.00350	-0.00813	-35.0	100.0	0.00233	-30.7	95.7	-0.02247	-70.7	4.3
2	0.00350	-0.02138	-75.0	0.0	0.00100	-70.7	4.3	-0.05206	30.7	95.7
3	0.00350	-0.00730	35.0	100.0	0.00242	30.7	95.7	-0.02061	-70.7	4.3

**Fabbricato Tecnologico di bivio PPM FA02- Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL FA0200 001	A	122 di 156

4	0.00350	-0.02134	-75.0	0.0	0.00101	-70.7	4.3	-0.05196	30.7	95.7
5	0.00350	-0.02150	75.0	0.0	0.00099	70.7	4.3	-0.05232	-30.7	95.7
6	0.00350	-0.02144	75.0	0.0	0.00100	70.7	4.3	-0.05219	-30.7	95.7
7	0.00350	-0.00730	35.0	100.0	0.00242	30.7	95.7	-0.02061	-70.7	4.3
8	0.00350	-0.02109	-75.0	0.0	0.00103	-70.7	4.3	-0.05141	30.7	95.7
9	0.00350	-0.02144	-75.0	0.0	0.00100	-70.7	4.3	-0.05219	30.7	95.7
10	0.00350	-0.00814	35.0	100.0	0.00233	30.7	95.7	-0.02249	-70.7	4.3
11	0.00350	-0.02148	75.0	0.0	0.00099	70.7	4.3	-0.05229	-30.7	95.7
12	0.00350	-0.02148	75.0	0.0	0.00099	70.7	4.3	-0.05229	-30.7	95.7

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a           Coeff. a nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
 b           Coeff. b nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
 c           Coeff. c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
 x/d        Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)  
 C.Rid.     Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N.Comb.	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000271353	-0.023635302	0.135	0.700
2	-0.000000437	-0.000580054	0.003467224	0.063	0.700
3	0.000000873	0.000242252	-0.021032211	0.145	0.700
4	-0.000000578	-0.000578862	0.003456629	0.063	0.700
5	0.000000084	-0.000583205	0.003493734	0.063	0.700
6	0.000000264	-0.000581626	0.003480233	0.063	0.700
7	0.000000873	0.000242252	-0.021032211	0.145	0.700
8	-0.000001041	-0.000572656	0.003421927	0.064	0.700
9	-0.000000250	-0.000581640	0.003481213	0.063	0.700
10	0.000000189	0.000271317	-0.023638342	0.135	0.700
11	0.000000120	-0.000582820	0.003490982	0.063	0.700
12	0.000000120	-0.000582820	0.003490982	0.063	0.700

**11.2.2 Verifica a taglio**

Per le verifiche a taglio si è considerato, a vantaggio di sicurezza, la sola parte di sezione rettangolare di dimensione  $70 \times 100 \text{ cm}^2$  armata a taglio con staffe  $\Phi 12 / 20 \text{ cm}$  a due braccia.

**Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**
**[4.1.2.1.3.1]**

È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del cls.

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

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

Sollecitazioni Agenti:

$V_{Ed}$	<b>324.4 kN</b>
$N_{Ed}$	<b>0 kN</b>

Calcestruzzo

**C25/30**

$R_{ck}$	<b>30 N/mm<sup>2</sup></b>
$f_{ck}$	<b>24.9 N/mm<sup>2</sup></b>
$f_{cd}$	<b>14.11 N/mm<sup>2</sup></b>

Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo

Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo

$\gamma_c$	<b>1.5</b>
------------	------------

Altezza sezione

$h$	<b>1000 mm</b>
-----	----------------

Copriferro

$c$	<b>60 mm</b>
-----	--------------

Larghezza minima della sezione (in mm)

$b_w$	<b>700 mm</b>
-------	---------------

Altezza utile della sezione (in mm)

$d$	<b>940 mm</b>
-----	---------------

Area Calcestruzzo

$A_c$	<b>700000 mm<sup>2</sup></b>
-------	------------------------------

Armatura longitudinale

$A_{sl}$	<b>2198 mm<sup>2</sup></b>
----------	----------------------------

Rapporto geometrico di armatura longitudinale

$\rho_1$	<b>0.0033 ≤ 0.02</b>	<b>ok</b>
----------	----------------------	-----------

Tensione media di compressione nella sezione

$\sigma_{cp}$	<b>0.0000 ≤ 0.2 f<sub>cd</sub></b>	<b>ok</b>
---------------	------------------------------------	-----------

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

$k$	<b>1.46 ≤ 2</b>	<b>ok</b>
-----	-----------------	-----------

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

$v_{\min}$	<b>0.22</b>
------------	-------------

$V_{Rd}$	<b>233.78 kN</b>
----------	------------------

**Verifica:**

$$V_{Rd} > V_{Ed}$$

**NON VERIFICATA**

**Verifica elementi con armature trasversali resistenti al taglio**
**[4.1.2.1.3.2]**

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.

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

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

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

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

Acciaio	<b>B 450 C</b>	$f_{yd}$	<b>391.3 N/mm<sup>2</sup></b>
Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio		$\gamma_s$	1.15
Inclinazione dei puntoni di cls rispetto all'asse della trave		$\theta$	<b>45 °</b> 0.79 rad
Area dell'armatura trasversale		$A_{sw}$	<b>226.19 mm<sup>2</sup></b>
Interasse tra due armature trasversali consecutive		s	<b>200 mm</b>
Angolo di inclinazione dell'armatura trasversale		$\alpha$	90 ° 1.57 rad
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima		$f'_{cd}$	7.06 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente maggiorativo		$\alpha_c$	<b>1</b>
		$V_{Rsd}$	374.40 kN
		$V_{Rcd}$	2088.99 kN
		$V_{Rd}$	374.40 kN

**Verifica:**

$$V_{Rd} > V_{Ed}$$

**VERIFICATA**

### 11.3 Travi 60x100

Si riportano di seguito le verifiche strutturali dei cordoli di collegamento delle travi di fondazione perimetrali aventi sezione rettangolare 60 x 100 cm. Le verifiche saranno condotte per i differenti stati limite ed in corrispondenza delle sezioni maggiormente sollecitate dell'elemento per effetto delle combinazioni di carico più gravose.

		P	V2	V3	T	M2	M3	Frame	Distance	OutputCase
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text	m	Text
<b>M3</b>	<b>max</b>	0.0	-4.6	0.0	0.0	0.0	<b>526.7</b>	65	3.5	SLU5
<b>M3</b>	<b>min</b>	0.0	-224.9	0.0	-5.7	0.0	<b>-141.8</b>	67	0.0	SLUV2
<b>M2</b>	<b>max</b>	0.0	-171.2	0.0	2.4	<b>0.0</b>	48.9	66	0.0	SLUV2
<b>M2</b>	<b>min</b>	0.0	-222.1	0.0	-2.4	<b>0.0</b>	-126.9	66	0.0	SLUV2
<b>T</b>	<b>max</b>	0.0	-173.5	0.0	<b>5.7</b>	0.0	35.3	67	0.0	SLUV2
<b>T</b>	<b>min</b>	0.0	-224.9	0.0	<b>-5.7</b>	0.0	-141.8	67	0.0	SLUV2
<b>V3</b>	<b>max</b>	0.0	-171.2	<b>0.0</b>	2.4	0.0	48.9	66	0.0	SLUV2
<b>V3</b>	<b>min</b>	0.0	-222.1	<b>0.0</b>	-2.4	0.0	-126.9	66	0.0	SLUV2
<b>V2</b>	<b>max</b>	0.0	<b>340.6</b>	0.0	0.7	0.0	-79.1	67	6.9	SLU5
<b>V2</b>	<b>min</b>	0.0	<b>-349.6</b>	0.0	0.7	0.0	-110.3	67	0.0	SLU5
<b>P</b>	<b>max</b>	<b>0.0</b>	-242.7	0.0	-0.7	0.0	-71.4	62	0.0	SLU1
<b>P</b>	<b>min</b>	<b>0.0</b>	-242.7	0.0	-0.7	0.0	-71.4	62	0.0	SLU1

		P	V2	V3	T	M2	M3	Frame	Distance	OutputCase
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text	m	Text
<b>M3</b>	<b>max</b>	0.0	-3.0	0.0	0.0	0.0	<b>360.9</b>	65	3.5	SLr3
<b>M3</b>	<b>min</b>	0.0	-240.0	0.0	0.4	0.0	<b>-75.3</b>	67	0.0	SLr3
<b>M2</b>	<b>max</b>	0.0	-212.8	0.0	-0.1	<b>0.0</b>	-58.6	64	0.0	SLr2
<b>M2</b>	<b>min</b>	0.0	202.8	0.0	-0.1	<b>0.0</b>	-24.0	64	6.9	SLr2
<b>T</b>	<b>max</b>	0.0	-215.6	0.0	<b>0.7</b>	0.0	-74.3	67	0.0	SLr2
<b>T</b>	<b>min</b>	0.0	-186.2	0.0	<b>-0.8</b>	0.0	-58.6	62	0.0	SLr2
<b>V3</b>	<b>max</b>	0.0	-213.0	<b>0.0</b>	0.3	0.0	-59.1	66	0.0	SLr2
<b>V3</b>	<b>min</b>	0.0	-184.8	<b>0.0</b>	-0.5	0.0	-53.0	62	0.0	SLr1
<b>V2</b>	<b>max</b>	0.0	<b>233.9</b>	0.0	0.4	0.0	-54.5	67	6.9	SLr3
<b>V2</b>	<b>min</b>	0.0	<b>-240.0</b>	0.0	0.4	0.0	-75.3	67	0.0	SLr3
<b>P</b>	<b>max</b>	<b>0.0</b>	-184.8	0.0	-0.5	0.0	-53.0	62	0.0	SLr1
<b>P</b>	<b>min</b>	<b>0.0</b>	-184.8	0.0	-0.5	0.0	-53.0	62	0.0	SLr1

		P	V2	V3	T	M2	M3	Frame	Distance	OutputCase
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text	m	Text
<b>M3</b>	<b>max</b>	0.0	-1.0	0.0	0.0	0.0	<b>305.2</b>	65	3.5	SLf2
<b>M3</b>	<b>min</b>	0.0	-201.8	0.0	0.1	0.0	<b>-57.2</b>	67	0.0	SLf2
<b>M2</b>	<b>max</b>	0.0	-199.2	0.0	0.1	<b>0.0</b>	-42.8	66	0.0	SLf2
<b>M2</b>	<b>min</b>	0.0	197.1	0.0	0.1	<b>0.0</b>	-35.7	66	6.9	SLf2
<b>T</b>	<b>max</b>	0.0	-201.8	0.0	<b>0.1</b>	0.0	-57.2	67	0.0	SLf2
<b>T</b>	<b>min</b>	0.0	-174.7	0.0	<b>-0.2</b>	0.0	-43.8	62	0.0	SLf2
<b>V3</b>	<b>max</b>	0.0	-199.2	<b>0.0</b>	0.1	0.0	-42.8	66	0.0	SLf2
<b>V3</b>	<b>min</b>	0.0	-172.5	<b>0.0</b>	0.0	0.0	-40.4	62	0.0	SLf3
<b>V2</b>	<b>max</b>	0.0	<b>200.6</b>	0.0	0.0	0.0	-53.9	67	6.9	SLf1
<b>V2</b>	<b>min</b>	0.0	<b>-201.8</b>	0.0	0.1	0.0	-57.2	67	0.0	SLf2
<b>P</b>	<b>max</b>	<b>0.0</b>	-173.6	0.0	0.0	0.0	-40.9	62	0.0	SLf1
<b>P</b>	<b>min</b>	<b>0.0</b>	-173.6	0.0	0.0	0.0	-40.9	62	0.0	SLf1

		P	V2	V3	T	M2	M3	Frame	Distance	OutputCase
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text	m	Text
<b>M3</b>	<b>max</b>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	<b>302.8</b>	65	3.5	SLqp1
<b>M3</b>	<b>min</b>	0.0	-199.2	0.0	0.0	0.0	<b>-53.3</b>	67	0.0	SLqp1
<b>M2</b>	<b>max</b>	0.0	-196.6	0.0	0.0	<b>0.0</b>	-39.0	66	0.0	SLqp1
<b>M2</b>	<b>min</b>	0.0	196.6	0.0	0.0	<b>0.0</b>	-39.0	66	6.9	SLqp1
<b>T</b>	<b>max</b>	0.0	-196.6	0.0	<b>0.0</b>	0.0	-39.1	64	0.0	SLqp1
<b>T</b>	<b>min</b>	0.0	-196.6	0.0	<b>0.0</b>	0.0	-39.0	66	0.0	SLqp1
<b>V3</b>	<b>max</b>	0.0	-196.6	<b>0.0</b>	0.0	0.0	-39.0	66	0.0	SLqp1
<b>V3</b>	<b>min</b>	0.0	-172.5	<b>0.0</b>	0.0	0.0	-40.4	62	0.0	SLqp1
<b>V2</b>	<b>max</b>	0.0	<b>199.2</b>	0.0	0.0	0.0	-53.3	67	6.9	SLqp1
<b>V2</b>	<b>min</b>	0.0	<b>-199.2</b>	0.0	0.0	0.0	-53.3	67	0.0	SLqp1
<b>P</b>	<b>max</b>	<b>0.0</b>	-172.5	0.0	0.0	0.0	-40.4	62	0.0	SLqp1
<b>P</b>	<b>min</b>	<b>0.0</b>	-172.5	0.0	0.0	0.0	-40.4	62	0.0	SLqp1

### 11.3.1 Verifica a flessione

Essendo la combinazione peggiore non sismica, le sollecitazioni in fondazione non vengono amplificate secondo quanto riportato al paragrafo 7.2.5 (NTC2018).

Le verifiche vengono condotte a favore di sicurezza considerando l'armatura minima presente sia all'intradosso che all'estradosso della trave.

**DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.**

NOME SEZIONE: Trave\_fond\_60x100

(Percorso File: D:\Commesse\C2S\LAVORO\_MIC\Trave\_fond\_60x100.sez)

Descrizione Sezione:  
Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi  
Tipologia sezione: Sezione generica  
Normativa di riferimento: N.T.C.  
Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante  
Condizioni Ambientali: Poco aggressive  
Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia  
Riferimento alla sismicità: Zona non sismica  
Posizione sezione nell'asta: In zona critica

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CONGLOMERATO - Classe: C25/30  
Resis. compr. di calcolo fcd : 141.60 daN/cm<sup>2</sup>  
Resis. compr. ridotta fcd' : 70.80 daN/cm<sup>2</sup>  
Def.unit. max resistenza ec2 : 0.0020  
Def.unit. ultima ecu : 0.0035  
Diagramma tensione-deformaz. : Parabola-Rettangolo  
Modulo Elastico Normale Ec : 314750 daN/cm<sup>2</sup>  
Coeff. di Poisson : 0.20  
Resis. media a trazione fctm : 26.00 daN/cm<sup>2</sup>  
Coeff. Omogen. S.L.E. : 15.0  
Combinazioni Rare in Esercizio (Tens.Limite):  
Sc Limite : 150.00 daN/cm<sup>2</sup>  
Apert.Fess.Limite : Non prevista  
Combinazioni Frequenti in Esercizio (Tens.Limite):  
Sc Limite : 150.00 daN/cm<sup>2</sup>  
Apert.Fess.Limite : 0.400 mm  
Combinazioni Quasi Permanenti in Esercizio (Tens.Limite):  
Sc Limite : 112.50 daN/cm<sup>2</sup>  
Apert.Fess.Limite : 0.300 mm

ACCIAIO - Tipo: B450C  
Resist. caratt. snervam. fyk : 4500.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Resist. caratt. rottura ftk : 5400.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Resist. snerv. di calcolo fyd : 3913.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Resist. ultima di calcolo ftd : 4500.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Deform. ultima di calcolo Epu : 0.068  
Modulo Elastico Ef : 2000000 daN/cm<sup>2</sup>  
Diagramma tensione-deformaz. : Bilineare finito  
Coeff. Aderenza ist.  $\beta_1 \cdot \beta_2$  : 1.00 daN/cm<sup>2</sup>  
Coeff. Aderenza diff.  $\beta_1 \cdot \beta_2$  : 0.50 daN/cm<sup>2</sup>  
Comb.Rare Sf Limite : 3600.0 daN/cm<sup>2</sup>

**CARATTERISTICHE DOMINI CONGLOMERATO**

**DOMINIO N° 1**

Forma del Dominio: Poligonale  
Classe Conglomerato: C25/30

N.vertice	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm
1	-30.00	0.00
2	-30.00	100.00
3	30.00	100.00
4	30.00	0.00

**DATI BARRE ISOLATE**

**Fabbricato Tecnologico di bivio PPM FA02- Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL FA0200 001	A	128 di 156

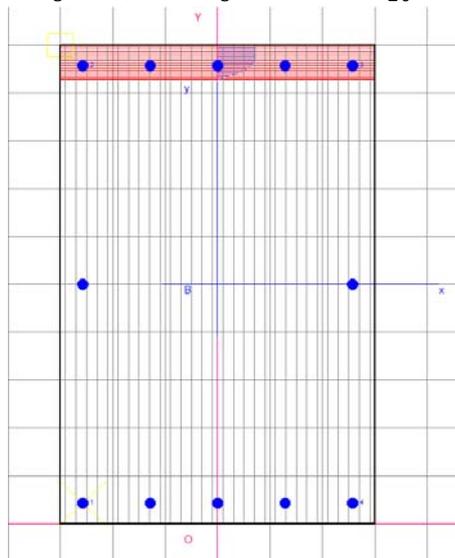
N.Barra Numero assegnato alle singole barre isolate e nei vertici dei domini  
 Ascissa X Ascissa in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O  
 Ordinata Y Ordinata in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O  
 Diam. Diametro in mm della barra

N.Barra	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm	Diam.Ø,mm
1	-25.70	4.30	20
2	-25.70	95.70	20
3	25.70	95.70	20
4	25.70	4.30	20

**DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE**

N.Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
 N.Barra In. Numero della barra iniziale cui si riferisce la gener.  
 N.Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la gener.  
 N.Barre Numero di barre generate equidist. inserite tra la barra iniz. e fin.  
 Diam. Diametro in mm della singola barra generata

N.Gen.	N.Barra In.	N.Barra Fin.	N.Barre	Diam.Ø,mm
1	1	2	1	20
2	1	4	3	20
3	4	3	1	20
4	2	3	3	20



**ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
 My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
 Vy Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia y  
 Vx Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia x

N.Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0	52669	0	10	0
2	0	-14185	-3	10	0
3	0	4887	3	10	0
4	0	-12690	-3	10	0
5	0	3531	3	10	0

**Fabbricato Tecnologico di bivio PPM FA02- Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL FA0200 001	A	129 di 156

6	0	-14185	-3	10	0
7	0	4887	3	10	0
8	0	-12690	-3	10	0
9	0	-7912	0	10	0
10	0	-11033	0	10	0
11	0	-7141	0	10	0
12	0	-7141	0	10	0

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

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.  
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N. Comb.	N	Mx	My
1	0	36092	0
2	0	-7531	0
3	0	-5861	0
4	0	-2401	0
5	0	-7432	0
6	0	-5859	0
7	0	-5911	0
8	0	-5299	0
9	0	-5450	0
10	0	-7531	0
11	0	-5299	0
12	0	-5299	0

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

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.  
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N. Comb.	N	Mx	My
1	0	30523	0
2	0	-5717	0
3	0	-4281	0
4	0	-3567	0
5	0	-5717	0
6	0	-4380	0
7	0	-4281	0
8	0	-4041	0
9	0	-5388	0
10	0	-5717	0
11	0	-4088	0
12	0	-4088	0

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

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.  
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N. Comb.	N	Mx	My
1	0	30277	0
2	0	-5327	0
3	0	-3901	0

**Fabbricato Tecnologico di bivio PPM FA02- Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL FA0200 001	A	130 di 156

4	0	-3901	0
5	0	-3914	0
6	0	-3901	0
7	0	-3901	0
8	0	-4041	0
9	0	-5327	0
10	0	-5327	0
11	0	-4041	0
12	0	-4041	0

**RISULTATI DEL CALCOLO**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 3.3 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 10.9 cm  
Copriferro netto minimo staffe: 1.9 cm

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)  
Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)  
Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult,My ult) e (N,Mx,My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	0	52669	0	0	73879	0	1.403
2	S	0	-14185	-3	0	-73877	-11	5.208
3	S	0	4887	3	0	73877	31	15.117
4	S	0	-12690	-3	0	-73890	-12	5.823
5	S	0	3531	3	0	73871	43	20.921
6	S	0	-14185	-3	0	-73877	-11	5.208
7	S	0	4887	3	0	73877	31	15.117
8	S	0	-12690	-3	0	-73890	-12	5.823
9	S	0	-7912	0	0	-73879	0	9.338
10	S	0	-11033	0	0	-73879	0	6.696
11	S	0	-7141	0	0	-73879	0	10.346
12	S	0	-7141	0	0	-73879	0	10.346

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

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace  
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
ef min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Xf min Ascissa in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
ef max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
Xf max Ascissa in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
Yf max Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	ef min	Xf min	Yf min	ef max	Xf max	Yf max
1	0.00350	-0.01749	-30.0	100.0	0.00139	-25.7	95.7	-0.04337	-25.7	4.3
2	0.00350	-0.01747	-30.0	0.0	0.00140	-25.7	4.3	-0.04334	25.7	95.7
3	0.00350	-0.01745	30.0	100.0	0.00140	25.7	95.7	-0.04327	-25.7	4.3
4	0.00350	-0.01747	-30.0	0.0	0.00140	-25.7	4.3	-0.04332	25.7	95.7
5	0.00350	-0.01743	30.0	100.0	0.00140	25.7	95.7	-0.04324	-25.7	4.3
6	0.00350	-0.01747	-30.0	0.0	0.00140	-25.7	4.3	-0.04334	25.7	95.7
7	0.00350	-0.01745	30.0	100.0	0.00140	25.7	95.7	-0.04327	-25.7	4.3
8	0.00350	-0.01747	-30.0	0.0	0.00140	-25.7	4.3	-0.04332	25.7	95.7

**Fabbricato Tecnologico di bivio PPM FA02- Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL FA0200 001	A	131 di 156

9	0.00350	-0.01749	-30.0	0.0	0.00139	-25.7	4.3	-0.04337	-25.7	95.7
10	0.00350	-0.01749	-30.0	0.0	0.00139	-25.7	4.3	-0.04337	-25.7	95.7
11	0.00350	-0.01749	-30.0	0.0	0.00139	-25.7	4.3	-0.04337	-25.7	95.7
12	0.00350	-0.01749	-30.0	0.0	0.00139	-25.7	4.3	-0.04337	-25.7	95.7

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a Coeff. a nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
 b Coeff. b nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
 c Coeff. c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
 x/d Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)  
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N.Comb.	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000489757	-0.045475737	0.075	0.700
2	-0.000000103	-0.000489352	0.003496895	0.075	0.700
3	0.000000300	0.000488547	-0.045363715	0.075	0.700
4	-0.000000116	-0.000489172	0.003496531	0.075	0.700
5	0.000000415	0.000488135	-0.045325954	0.075	0.700
6	-0.000000103	-0.000489352	0.003496895	0.075	0.700
7	0.000000300	0.000488547	-0.045363715	0.075	0.700
8	-0.000000116	-0.000489172	0.003496531	0.075	0.700
9	0.000000000	-0.000489757	0.003500000	0.075	0.700
10	0.000000000	-0.000489757	0.003500000	0.075	0.700
11	0.000000000	-0.000489757	0.003500000	0.075	0.700
12	0.000000000	-0.000489757	0.003500000	0.075	0.700

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 Sc max Massima tensione positiva di compressione nel conglomerato [daN/cm<sup>2</sup>]  
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
 Sf min Minima tensione negativa di trazione nell'acciaio [daN/cm<sup>2</sup>]  
 Xf min Ascissa in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
 Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
 Ac eff. Area di conglomerato [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
 D fess. Distanza calcolata tra le fessure espressa in mm  
 K3 Coeff. di normativa dipendente dalla forma del diagramma delle tensioni  
 Ap.fess. Apertura calcolata delle fessure espressa in mm

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	49.9	-30.0	100.0	-2411	0.0	4.3	1071	203	0.204	0.166
2	S	10.4	0.0	0.0	-503	12.9	95.7	1071	203	0.204	0.035
3	S	8.1	75.0	0.0	-391	12.9	95.7	1071	203	0.204	0.027
4	S	3.3	30.0	0.0	-160	12.9	95.7	1071	203	0.204	0.011
5	S	10.3	30.0	0.0	-496	12.9	95.7	1071	203	0.204	0.034
6	S	8.1	75.0	0.0	-391	12.9	95.7	1071	203	0.204	0.027
7	S	8.2	75.0	0.0	-395	12.9	95.7	1071	203	0.204	0.027
8	S	7.3	75.0	0.0	-354	12.9	95.7	1071	203	0.204	0.024
9	S	7.5	0.0	0.0	-364	12.9	95.7	1071	203	0.204	0.025
10	S	10.4	35.0	100.0	-503	12.9	95.7	1071	203	0.204	0.035
11	S	7.3	75.0	0.0	-354	12.9	95.7	1071	203	0.204	0.024
12	S	7.3	75.0	0.0	-354	12.9	95.7	1071	203	0.204	0.024

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	42.2	-30.0	100.0	-2039	-12.9	4.3	1071	203	0.204	0.169
2	S	7.9	0.0	0.0	-382	12.9	95.7	1071	203	0.204	0.026
3	S	5.9	30.0	0.0	-286	12.9	95.7	1071	203	0.204	0.020
4	S	4.9	30.0	0.0	-238	12.9	95.7	1071	203	0.204	0.016

**Fabbricato Tecnologico di bivio PPM FA02- Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL FA0200 001	A	132 di 156

5	S	7.9	0.0	0.0	-382	12.9	95.7	1071	203	0.204	0.026
6	S	6.1	30.0	0.0	-293	12.9	95.7	1071	203	0.204	0.020
7	S	5.9	30.0	0.0	-286	12.9	95.7	1071	203	0.204	0.020
8	S	5.6	30.0	0.0	-270	12.9	95.7	1071	203	0.204	0.019
9	S	7.5	0.0	0.0	-360	12.9	95.7	1071	203	0.204	0.025
10	S	7.9	0.0	0.0	-382	12.9	95.7	1071	203	0.204	0.026
11	S	5.7	30.0	0.0	-273	12.9	95.7	1071	203	0.204	0.019
12	S	5.7	30.0	0.0	-273	12.9	95.7	1071	203	0.204	0.019

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac	eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	41.9	30.0	100.0	-2022	-25.7	4.3	1071	203	0.204	0.165	
2	S	7.4	30.0	0.0	-356	12.9	95.7	1071	203	0.204	0.025	
3	S	5.4	30.0	0.0	-261	12.9	95.7	1071	203	0.204	0.018	
4	S	5.4	30.0	0.0	-261	12.9	95.7	1071	203	0.204	0.018	
5	S	5.4	30.0	0.0	-261	-12.9	95.7	1071	203	0.204	0.018	
6	S	5.4	30.0	0.0	-261	12.9	95.7	1071	203	0.204	0.018	
7	S	5.4	30.0	0.0	-261	12.9	95.7	1071	203	0.204	0.018	
8	S	5.6	30.0	0.0	-270	12.9	95.7	1071	203	0.204	0.019	
9	S	7.4	30.0	0.0	-356	12.9	95.7	1071	203	0.204	0.025	
10	S	7.4	30.0	0.0	-356	12.9	95.7	1071	203	0.204	0.025	
11	S	5.6	30.0	0.0	-270	12.9	95.7	1071	203	0.204	0.019	
12	S	5.6	30.0	0.0	-270	12.9	95.7	1071	203	0.204	0.019	

### 11.3.2 Verifica a taglio

Per le verifiche a taglio si è considerata la sezione rettangolare di dimensione 60 x 100 cm<sup>2</sup> armata a taglio con staffe  $\Phi 12 / 20$  cm a due braccia.

**Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**
**[4.1.2.1.3.1]**

È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del cls.

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

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

Sollecitazioni Agenti:

$V_{Ed}$	<b>349.6 kN</b>
$N_{Ed}$	<b>0 kN</b>

Calcestruzzo

**C25/30**

$R_{ck}$	<b>30 N/mm<sup>2</sup></b>
$f_{ck}$	<b>24.9 N/mm<sup>2</sup></b>
$f_{cd}$	<b>14.11 N/mm<sup>2</sup></b>

Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo

Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo

$\gamma_c$	<b>1.5</b>
------------	------------

Altezza sezione

$h$	<b>1000 mm</b>
-----	----------------

Copriferro

$c$	<b>60 mm</b>
-----	--------------

Larghezza minima della sezione (in mm)

$b_w$	<b>600 mm</b>
-------	---------------

Altezza utile della sezione (in mm)

$d$	<b>940 mm</b>
-----	---------------

Area Calcestruzzo

$A_c$	<b>600000 mm<sup>2</sup></b>
-------	------------------------------

Armatura longitudinale

$A_{sl}$	<b>1570 mm<sup>2</sup></b>
----------	----------------------------

Rapporto geometrico di armatura longitudinale

$\rho_1$	<b>0.0028 ≤ 0.02</b>	<b>ok</b>
----------	----------------------	-----------

Tensione media di compressione nella sezione

$\sigma_{cp}$	<b>0.0000 ≤ 0.2 f<sub>cd</sub></b>	<b>ok</b>
---------------	------------------------------------	-----------

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

$k$	<b>1.46 ≤ 2</b>	<b>ok</b>
-----	-----------------	-----------

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

$v_{\min}$	<b>0.22</b>
------------	-------------

$V_{Rd}$	<b>188.57 kN</b>
----------	------------------

**Verifica:**

$$V_{Rd} > V_{Ed}$$

**NON VERIFICATA**

**Verifica elementi con armature trasversali resistenti al taglio**
**[4.1.2.1.3.2]**

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.

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

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

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

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

Acciaio	<b>B 450 C</b>	$f_{yd}$	<b>391.3 N/mm<sup>2</sup></b>
Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio		$\gamma_s$	1.15
Inclinazione dei puntoni di cls rispetto all'asse della trave		$\theta$	<b>45 °</b> 0.79 rad
Area dell'armatura trasversale		$A_{sw}$	<b>226.19 mm<sup>2</sup></b>
Interasse tra due armature trasversali consecutive		s	<b>200 mm</b>
Angolo di inclinazione dell'armatura trasversale		$\alpha$	90 ° 1.57 rad
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima		$f'_{cd}$	7.06 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente maggiorativo		$\alpha_c$	<b>1</b>
		$V_{Rsd}$	374.40 kN
		$V_{Rcd}$	1790.56 kN
		$V_{Rd}$	374.40 kN

**Verifica:**

$$V_{Rd} > V_{Ed}$$

**VERIFICATA**

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p><b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>NODO INTERMODALE DI BRINDISI</b> <b>INFRASTRUTTURA DI COLLEGAMENTO DELL'AREA</b> <b>INDUSTRIALE RETRO-PORTUALE DI BRINDISI CON</b> <b>INFRASTRUTTURA FERROVIARIA NAZIONALE</b></p>					
<p><b>Fabbricato Tecnologico di bivio PPM FA02- Relazione di calcolo</b></p>	<p>COMMESSA IA7L</p>	<p>LOTTO 00</p>	<p>CODIFICA D10</p>	<p>DOCUMENTO CL FA0200 001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 135 di 156</p>

## 11.4 Verifica di capacità portante

Per effettuare le verifiche geotecniche di capacità portante e di scorrimento si considera la collaborazione tra le travi longitudinali e tra le travi trasversali. Si definiscono quindi due dimensioni equivalenti, una per ogni direzione del sisma, nel seguente modo:

$$B_x = S/L_x = 3.63 \text{ m}$$

$$B_y = S/L_y = 11.02 \text{ m}$$

Dove:

$L_x = 25.45 \text{ m}$  lunghezza impronta fondazione

$L_y = 8.4 \text{ m}$  =larghezza impronta fondazione

$b_{\text{perimetrale}} =$  larghezza sezione fondazione a T rovescia = 1.5m

$b_{\text{interna}} =$  larghezza sezione fondazione a sezione rettangolare = 0.6m

$S =$  superficie totale di impronta della fondazione

$$S = \sum S_i = L_x * b_{\text{perimetrale}} * n_{\text{travi\_perimetrali\_longitudinali}} + (L_y - n_{\text{travi\_perimetrali\_longitudinali}} * b_{\text{perimetrale}}) * b_{\text{interna}} * n_{\text{travi\_trasversali}} =$$

$$= 25.45\text{m} * 1.5\text{m} * 2 + (8.4\text{m} - 2 * 1.5\text{m}) * 0.6\text{m} * 5 = 92.55 \text{ m}^2$$

Quindi le impronte equivalenti con cui si svolgono le verifiche sono:

- 8.40mx11.02m per la direzione trasversale del sisma
- 25.45mx3.63m per la direzione longitudinale del sisma.

### 11.4.1 Calcolo delle azioni scaricate sul terreno

Si considera un carico accidentale pari a  $10\text{kN/m}^2$  e i pesi relativi ai seguenti strati di pavimentazione

Massicciata (sp = 0.95 m):  $P = 0.95 * 20 * 25.45 * 8.4 = 4061.82 \text{ kN}$

Massetto cls (sp = 0.2 m):  $P = 0.2 * 20 * 25.45 * 8.4 = 855.12 \text{ kN}$

Pavimento:  $P = 0.5 * 0.3 * 25.45 * 8.4 = 32.07 \text{ kN}$

Si ottengono i seguenti carichi:

Peso pavimentazione totale:  $P = 4949.0 \text{ kN}$

Accidentale:  $Q = 2137.8 \text{ kN}$

In funzione delle dimensioni delle travi si calcolano i carichi lineari agenti sulle singole travi di fondazione:

b (m)	P (kN/m)	Q(kN/m)
1.5	34.7	15.0
0.6	13.9	6.0

L'azione sismica dovuta all'inerzia della pavimentazione e della fondazione stessa viene calcolata come segue:

$$F_{\text{sisma}} = (\text{peso pavimentazione} + \text{peso fondazione}) * ag = (4949.0 \text{ kN} + 2137.8 \text{ kN}) * 0.06g = 425.2 \text{ kN}$$

$$M_{\text{sisma}} = F_{\text{sisma}} * h = 425.2 \text{ kN} * 0.5 \text{ m} = 212.6 \text{ kNm}$$

Dove h è il braccio della forza orizzontale rispetto al baricentro della fondazione.

Questi carichi vengono combinati con le azioni che i pilastri scaricano in fondazione, ottenendo i seguenti valori finali.

TABLE: Base Reactions							
OutputCase	CaseType	Carico	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
SLqp1	Combination	P	0.0	0.0	6715.1	0.0	524.7
Q1k-Sovraccarico_acc	LinStatic	Q	0.0	0.0	413.1	0.0	0.0
Ux-SLV	LinRespSpec	Ex	510.9	0.0	6.2	0.0	2531.4
Uy-SLV	LinRespSpec	Ey	0.0	505.9	0.0	2328.9	0.0

**Tabella 11 – Reazioni alla base**

	perm+pp	accid	sisma
<b>N</b>	4949.0 +6715.1 = 11664.1 kN	2137.8 +413.1 = 2550.9 kN	
<b>M long</b>			2531.4 + 212.6 =2774.0 kNm
<b>M trasv</b>			
<b>V long</b>			
<b>V trasv</b>			505.9 + 425.2 = 931.1 kN

**Tabella 12 – Carichi agenti sulla fondazione fittizia trasversale**

	perm+pp	accid	sisma
<b>N</b>	4949.0 +6715.1 = 11664.1 kN	2137.8 +413.1 = 2550.9 kN	
<b>M long</b>			
<b>M trasv</b>			2328.9 + 212.6 =2541.5 kNm
<b>V long</b>			510.9 + 425.2 = 936.1 kN
<b>V trasv</b>			

**Tabella 13 – Carichi agenti sulla fondazione fittizia longitudinale**

Si riportano di seguito le verifiche differenziando la combinazione statica (i carichi sono amplificati per i coefficienti A1) dalla combinazione sismica.

**Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni**

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Q1}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$

**Figura 30 – Estratto NTC 2018**

Nella combinazione sismica i coefficienti  $\gamma$  sono tutti pari all'unità ed i sovraccarichi accidentali sono moltiplicati per il coefficiente  $\psi_{2j}$  pari a 0.3.

### 11.4.2 Verifica a capacità portante in direzione longitudinale - statica

#### 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  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ )

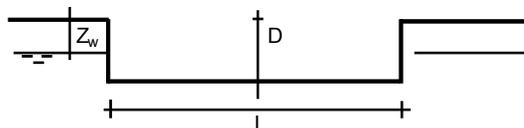
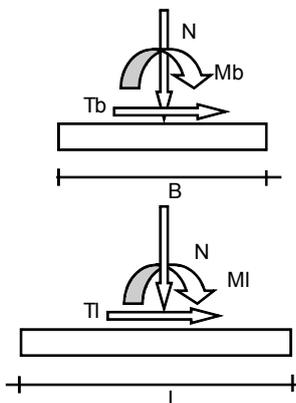
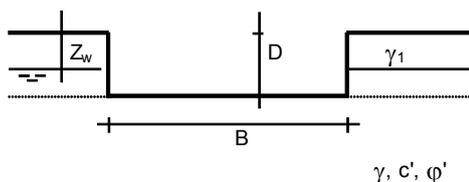
$B^*$  = Larghezza fittizia della fondazione ( $B^* = B - 2 \cdot e_B$ )

$L^*$  = 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+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	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
Tensioni Ammissibili		1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista		1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10



Fabbricato Tecnologico di bivio PPM FA02- Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL FA0200 001	A	139 di 156

B = 25.45 (m)  
L = 3.60 (m)  
D = 1.50 (m)

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	15163.33	3826.35	18989.68
Mb [kNm]	0.00	0.00	0.00
MI [kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb [kN]	0.00	0.00	0.00
TI [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

*Peso unità di volume del terreno*

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

*Valori caratteristici di resistenza del terreno*

$c' = 0.00$  (kN/mq)  
 $\phi' = 26.00$  (°)

*Valori di progetto*

$c' = 0.00$  (kN/mq)  
 $\phi' = 26.00$  (°)

*Profondità della falda*

$Z_w = 3.00$  (m)

$e_B = 0.00$  (m)

$e_L = 0.00$  (m)

$B^* = 25.45$  (m)

$L^* = 3.60$  (m)

**q : sovraccarico alla profondità D**

$q = 28.50$  (kN/mq)

**$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione**

$\gamma = 9.59$  (kN/mc)

**$N_c, N_q, N_\gamma$  : coefficienti di capacità portante**

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

$N_q = 11.85$

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

$N_c = 22.25$

$$N\gamma = 2 \cdot (Nq + 1) \cdot \tan\varphi'$$

$$N\gamma = 12.54$$

**$s_c, s_q, s_\gamma$  : fattori di forma**

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

$$s_c = 1.08$$

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

$$s_q = 1.07$$

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

$$s_\gamma = 0.94$$

**$i_c, i_q, i_\gamma$  : fattori di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.88 \quad \theta = \arctg(Tb/Tl) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.12 \quad m = 1.88 \quad (-)$$

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

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

$$i_q = 1.00$$

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

$$i_c = 1.00$$

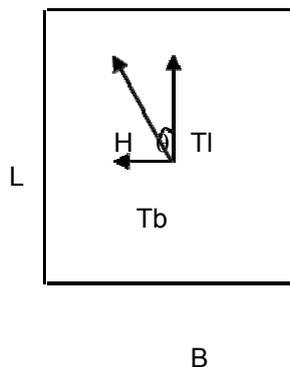
$$i_\gamma = (1 - H / (N + B \cdot L^* \cdot c' \cdot \cotg\varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 1.00$$

**$d_c, d_q, d_\gamma$  : fattori di profondità del piano di appoggio**

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

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



**Fabbricato Tecnologico di bivio PPM FA02- Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL FA0200 001	A	141 di 156

$$d_q = 1.13$$

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

$$d_c = 1.14$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

**$b_c, b_q, b_\gamma$  : fattori di inclinazione base della fondazione**

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

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

**$g_c, g_q, g_\gamma$  : 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**

$$q_{lim} = 611.64 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

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

$$q = 207.27 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 265.93 \geq q = 207.27 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**11.4.3 Verifica a capacità portante in direzione trasversale - statica**

$$\begin{aligned} B &= 8.40 \quad (\text{m}) \\ L &= 11.20 \quad (\text{m}) \\ D &= 1.50 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

**AZIONI**

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	15163.33	3826.35	18989.68
Mb [kNm]	0.00	0.00	0.00
MI [kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb [kN]	0.00	0.00	0.00
TI [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

*Peso unità di volume del terreno*

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= 19.00 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 19.00 \quad (\text{kN/mc}) \end{aligned}$$

*Valori caratteristici di resistenza del terreno*

$$\begin{aligned} c' &= 0.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 26.00 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

*Valori di progetto*

$$\begin{aligned} c' &= 0.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 26.00 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

*Profondità della falda*

$$Z_w = 3.00 \quad (\text{m})$$

$$\begin{aligned} e_B &= 0.00 \quad (\text{m}) \\ e_L &= 0.00 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B^* &= 8.40 \quad (\text{m}) \\ L^* &= 11.20 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 28.50 \quad (\text{kN/mq})$$

**$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione**

$$\gamma = 10.79 \quad (\text{kN/mc})$$

**$N_c, N_q, N_\gamma$  : coefficienti di capacità portante**

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

$$N_q = 11.85$$

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

$$N_c = 22.25$$

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

$$N_\gamma = 12.54$$

**$s_c, s_q, s_\gamma$  : fattori di forma**

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

$$s_c = 1.40$$

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

$$s_q = 1.37$$

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

$$s_\gamma = 0.70$$

**$i_c, i_q, i_\gamma$  : fattori di inclinazione del carico**

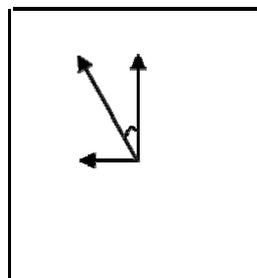
$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.57 \quad \theta = \arctg(T_b / T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.43 \quad m = 1.57 \quad (-)$$

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

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

$$i_q = 1.00$$



**Fabbricato Tecnologico di bivio PPM FA02- Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL FA0200 001	A	144 di 156

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

$$i_c = 1.00$$

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

$$i_\gamma = 1.00$$

**d<sub>c</sub>, d<sub>q</sub>, d<sub>γ</sub> : fattori di profondità del piano di appoggio**

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

per  $D/B^* > 1$ ;  $d_q = 1 + (2 \tan\varphi' (1 - \text{sen}\varphi')^2) * \arctan(D / B^*)$

$$d_q = 1.05$$

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

$$d_c = 1.06$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

**b<sub>c</sub>, b<sub>q</sub>, b<sub>γ</sub> : fattori di inclinazione base della fondazione**

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi')^2$$

$$\beta_f + \beta_p = 0.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

**g<sub>c</sub>, g<sub>q</sub>, g<sub>γ</sub> : fattori di inclinazione piano di campagna**

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2$$

$$\beta_f + \beta_p = 0.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 884.39 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

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

$$q = 201.85 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 384.52 \geq q = 201.85 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**11.4.4 Verifica a capacità portante in direzione longitudinale - sismica**

B	=	25.45	(m)
L	=	3.60	(m)
D	=	1.50	(m)

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	11664.10	510.18	12174.28
Mb [kNm]	2541.50	0.00	2541.50
MI [kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb [kN]	936.10	0.00	936.10
TI [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	936.10	0.00	936.10

*Peso unità di volume del terreno*

$$\gamma_1 = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

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

Valori caratteristici di resistenza del terreno

Valori di progetto

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

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

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

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

*Profondità della falda*

$$Z_w = 3.00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0.21 \quad (\text{m})$$

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

$$B^* = 25.03 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 3.60 \quad (\text{m})$$

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 28.50 \quad (\text{kN/mq})$$

**$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione**

$$\gamma = 9.59 \quad (\text{kN/mc})$$

**$N_c, N_q, N_\gamma$  : coefficienti di capacità portante**

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

$$N_q = 11.85$$

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

$$N_c = 22.25$$

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

$$N_\gamma = 12.54$$

**$s_c, s_q, s_\gamma$  : fattori di forma**

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

$$s_c = 1.08$$

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

$$s_q = 1.07$$

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

$$s_\gamma = 0.94$$

**$i_c, i_q, i_\gamma$  : fattori di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.87 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.13 \quad m = 1.87 \quad (-)$$

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

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

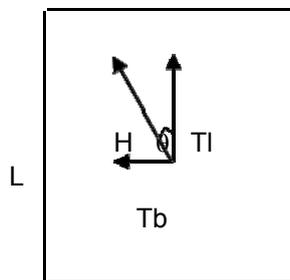
$$i_q = 0.86$$

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

$$i_c = 0.85$$

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

$$i_\gamma = 0.79$$



B

**$d_c, d_q, d_\gamma$  : fattori di profondità del piano di appoggio**

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

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

$$d_q = 1.13$$

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

$$d_c = 1.14$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

**$b_c, b_q, b_\gamma$  : fattori di inclinazione base della fondazione**

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

$$b_q = 1.00$$

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

Fabbricato Tecnologico di bivio PPM FA02- Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL FA0200 001	A	148 di 156

$$b_c = 1.00$$

$$b_y = b_q$$

$$b_y = 1.00$$

**$g_c, g_q, g_y$  : fattori di inclinazione piano di campagna**

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

$$g_q = 1.00$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_y = g_q$$

$$g_y = 1.00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 513.17 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

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

$$q = 135.09 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 223.12 \geq q = 135.09 \quad (\text{kN/m}^2)$$

#### 11.4.5 Verifica a capacità portante in direzione trasversale - sismica

$$B = 8.40 \quad (\text{m})$$

$$L = 11.20 \quad (\text{m})$$

$$D = 1.50 \quad (\text{m})$$

**AZIONI**

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	11664.10	510.18	12174.28
Mb [kNm]	2774.00	0.00	2774.00
MI [kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb [kN]	931.10	0.00	931.10
TI [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	931.10	0.00	931.10

*Peso unità di volume del terreno*

$$\gamma_1 = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

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

*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*

$$Z_w = 3.00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0.23 \quad (\text{m})$$

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

$$B^* = 7.94 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 11.20 \quad (\text{m})$$

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 28.50 \quad (\text{kN/mq})$$

**$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione**

$$\gamma = 10.79 \quad (\text{kN/mc})$$

**$N_c, N_q, N_\gamma$  : coefficienti di capacità portante**

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

$$N_q = 11.85$$

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

$$N_c = 22.25$$

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

Fabbricato Tecnologico di bivio PPM FA02- Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7L	00	D10	CL FA0200 001	A	150 di 156

$$N_{\gamma} = 12.54$$

**$s_c, s_q, s_{\gamma}$  : fattori di forma**

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

$$s_c = 1.38$$

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

$$s_q = 1.35$$

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

$$s_{\gamma} = 0.72$$

**$i_c, i_q, i_{\gamma}$  : fattori di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B / L) / (1 + B / L) = 1.59 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^{\circ})$$

$$m_l = (2 + L / B) / (1 + L / B) = 1.41 \quad m = 1.59 \quad (-)$$

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

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

$$i_q = 0.88$$

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

$$i_c = 0.87$$

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

$$i_{\gamma} = 0.81$$

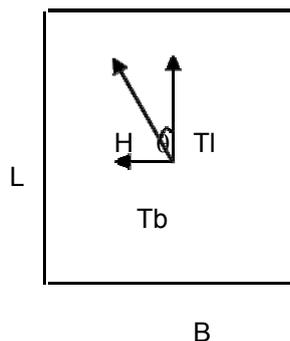
**$d_c, d_q, d_{\gamma}$  : fattori di profondità del piano di appoggio**

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

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

$$d_q = 1.06$$

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



$$d_c = 1.06$$

$$d_y = 1$$

$$d_y = 1.00$$

**$b_c, b_q, b_y$  : fattori di inclinazione base della fondazione**

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

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_y = b_q$$

$$b_y = 1.00$$

**$g_c, g_q, g_y$  : fattori di inclinazione piano di campagna**

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

$$g_q = 1.00$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_y = g_q$$

$$g_y = 1.00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 737.38 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

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

$$q = 136.83 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 320.6 \geq q = 136.83 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**11.4.6 Verifica dei cedimenti**

Sono stati differenziati i cedimenti dovuti ai soli carichi permanenti, rispetto a quelli causati dalla somma di permanenti e accidentali: si considera che il cedimento dovuto ai permanenti si esaurisca in fase di costruzione della struttura, perciò gli effettivi cedimenti che interessano la struttura in fase di esercizio sono la quota parte dovuta alle sole azioni accidentali.

- $\delta_{\text{permanenti}} = 1.23 \text{ cm}$
- $\delta_{\text{permanenti+accidentali}} = 1.49 \text{ cm}$

Dalla differenza si ottiene il cedimento che subirà la fondazione in fase di esercizio, questo risulta compatibile con la struttura:

$$\delta_{\text{accidentali}} = 0.26 \text{ cm}$$

Cedimenti dovuti ai soli carichi permanenti

$$N_{\text{permanente}} = N_{\text{tot\_permanente}} / \text{superficie totale} * B = 11664.1 \text{ kN} / 213.8 \text{ m}^2 * 1.5 \text{ m} = 81.84 \text{ kN/m}$$

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

$$\Delta\sigma_z i = (2q/\pi)^*(\alpha + \text{sen}\alpha\text{cos}\alpha)$$

$$\Delta\sigma_x i = (2q/\pi)^*(\alpha - \text{sen}\alpha\text{cos}\alpha)$$

$$\Delta\sigma_y i = (4q/\pi)^*(v\alpha)$$

$$\alpha = \tan^{-1}((B/2)/z)$$

$$\delta_{\text{tot}} = \sum \delta_i = \sum(((\Delta\sigma_z i - v_i(\Delta\sigma_x i + \Delta\sigma_y i))\Delta z_i / E_i)$$

**DATI DI INPUT:**

B = 1.50 (m) (Larghezza della Fondazione)

N = 82.00 (kN) (Carico Verticale Agente)

q = 54.67 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/B))

ns = 3 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z <sub>i</sub>	a z <sub>i+1</sub>	Δz <sub>i</sub>	E	v	δ <sub>ci</sub>
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m <sup>2</sup> )	(-)	(cm)
1	Ls(ms)	2.30	0.0	2.3	0.5	9000	0.20	0.79
2	S(L)	5.20	2.3	7.5	0.5	18000	0.20	0.35
3	Ls(ga)	4.50	7.5	12.0	0.5	28000	0.20	0.08
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-

$$\delta_{\text{ctot}} = 1.23 \text{ (cm)}$$

Cedimenti dovuti ai carichi permanenti e ai carichi accidentali

$$N_{\text{tot\_permanente+accidentali}} = 11664.1 \text{ kN} + 2550.9 \text{ kN} = 14215.0 \text{ kN}$$

$$N_{\text{permanente+accidentali}} = N_{\text{tot\_permanente+accidentali}} / \text{superficie totale} * B = 14215.0 \text{ kN} / 213.8 \text{ m}^2 * 1.5 \text{ m} = 99.7 \text{ kN/m}$$

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

$$\Delta\sigma_z i = (2q/\pi) * (\alpha + \text{sen}\alpha \cos\alpha)$$

$$\Delta\sigma_x i = (2q/\pi) * (\alpha - \text{sen}\alpha \cos\alpha)$$

$$\Delta\sigma_y i = (4q/\pi) * (v\alpha)$$

$$\alpha = \tan^{-1}((B/2)/z)$$

$$\delta_{\text{tot}} = \sum \delta_i = \sum (((\Delta\sigma_z i - v_i(\Delta\sigma_x i + \Delta\sigma_y i)) \Delta z_i / E_i)$$

**DATI DI INPUT:**

B = 1.50 (m) (Larghezza della Fondazione)

N = 99.70 (kN) (Carico Verticale Agente)

q = 66.47 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/B))

ns = 3 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z <sub>i</sub>	a z <sub>i+1</sub>	Δz <sub>i</sub>	E	v	δ <sub>i</sub>
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m <sup>2</sup> )	(-)	(cm)
1	Ls(ms)	2.30	0.0	2.3	0.5	9000	0.20	0.96
2	S(L)	5.20	2.3	7.5	0.5	18000	0.20	0.43
3	Ls(ga)	4.50	7.5	12.0	0.5	28000	0.20	0.10
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-

$$\delta_{\text{ctot}} = 1.49 \text{ (cm)}$$

## 12 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI E DEGLI IMPIANTI

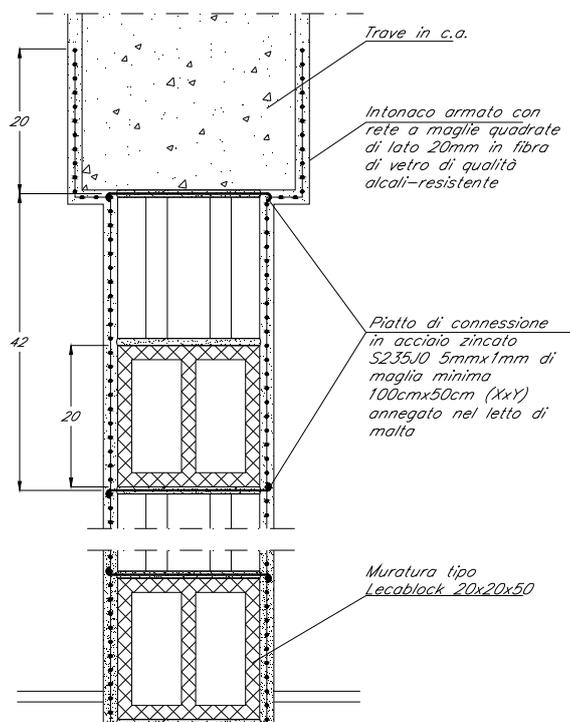
Per gli elementi costruttivi senza funzione strutturale debbono essere adottati magisteri atti ad evitare collassi fragili e prematuri e la possibile espulsione sotto l'azione della  $F_a$  corrispondente allo  $SLV$ .

Per ciascuno degli impianti principali, gli elementi strutturali che sostengono e collegano i diversi elementi funzionali costituenti l'impianto tra loro ed alla struttura principale devono avere resistenza sufficiente a sostenere l'azione della  $F_a$  corrispondente allo  $SLV$ .

La prestazione consistente nell'evitare collassi fragili e prematuri e la possibile espulsione sotto l'azione della  $F_a$  delle tamponature si può ritenere conseguita con l'inserimento di leggere reti da intonaco sui due lati della muratura, collegate tra loro ed alle strutture circostanti a distanza non superiore a 500 mm sia in direzione orizzontale sia in direzione verticale, ovvero con l'inserimento di elementi di armatura orizzontale nei letti di malta, a distanza non superiore a 500 mm.

Per maggiore chiarezza e pratica applicazione è stato predisposto un dettaglio di collegamento della tamponatura alla struttura come intervento di riferimento.

Di seguito si riporta lo schema dell'intervento previsto, da riadattarsi caso per caso alla geometria delle tamponature interessate.



**Figura 31 – Schema di intervento previsto**

### 13 INCIDENZE

Travi 30x50  $i= 180 \text{ kg/m}^3$

Travi 40x50  $i= 200 \text{ kg/m}^3$

Pilastri 30x40  $i= 220 \text{ kg/m}^3$

Travi fondazione 150x100  $i= 80 \text{ kg/m}^3$

Travi fondazione 60x100  $i= 90 \text{ kg/m}^3$