

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO

NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA

U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO

PROGETTO DEFINITIVO

TRATTA NUOVA ENNA – DITTAINO (LOTTO 4b)

FABBRICATI DI STAZIONE

FV02 – Fabbricato viaggiatori

Relazione di calcolo

SCALA:

-

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

RS3V 40 D 29 CL FV0200 002 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE DEFINITIVA	S. Petrosino	Febbraio 2020	P. Di Nuoci	Febbraio 2020	F. Speracino	Febbraio 2020	F. Arduini Febbraio 2020

File: RS3V40D29CLFV0200002A.DOCX

n. Elaborazione 594

Qualificato
Ingegnere della Provincia di Roma
n. 15902 del 4/4
ITALFERR S.p.A.
Direzione Tecnica
Infrastrutture Centro
Ing. F. Arduini

INDICE

1.-. PREMESSA.....	5
2.-. NORME DI RIFERIMENTO	6
3.-. DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE	7
4.-. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO	10
4.1.-. Stratigrafia di calcolo.....	10
5.-. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	11
5.1.-. Opere in calcestruzzo armato.....	11
5.1.1.-. <i>Magrone</i>	11
5.1.2.-. <i>Struttura in fondazione:</i>	11
5.1.3.-. <i>Struttura in elevazione e solaio in lastre predalles:</i>	12
5.2.-. Acciaio per calcestruzzo armato.....	13
5.3.-. Copriferro	13
6.-. ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO.....	15
6.1.-. Carichi permanenti	15
6.1.1.-. <i>Solaio copertura</i>	15
6.2.-. Carichi variabili	16
6.3.-. Azioni della neve	16
6.4.-. Azioni del vento.....	17
6.5.-. Variazione Termica	19
6.6.-. Azione sismica.....	19
6.6.1.-. <i>Vita nominale</i>	20
6.6.2.-. <i>Classe d'uso</i>	21
6.6.3.-. <i>Periodo di riferimento per l'azione sismica</i>	22
6.6.4.-. <i>Azioni di progetto</i>	22
6.6.5.-. <i>Categoria di sottosuolo e Condizioni topografiche</i>	24
6.6.6.-. <i>Classe di duttilità</i>	25
6.6.7.-. <i>Regolarità</i>	25
6.6.8.-. <i>Tipologia strutturale e fattore di struttura</i>	25
6.6.9.-. <i>Spettri di risposta</i>	27

6.6.10.-.. Metodo di analisi.....	29
6.6.10.1.-.. Risposta Modale	30
6.6.10.2.-.. Eccentricità accidentale delle masse (Ecc.X , Ecc.Y)	34
7.-.. ANALISI DELLA STRUTTURA	36
7.1.-.. Codici di calcolo utilizzati	36
7.1.1.-.. Affidabilità del software	36
7.2.-.. Modellazione dell'opera	36
7.3.-.. Combinazioni di carico.....	38
8.-.. SOLLECITAZIONI MASSIME	40
9.-.. VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI	45
9.1.-.. Criteri di verifica delle sezioni in c.a. – SLE.....	45
9.2.-.. Criteri di verifica delle sezioni in c.a. – SLU travi.....	47
9.3.-.. Criteri di verifica delle sezioni in c.a. – SLU pilastri	51
9.4.-.. Travi elevazione 30x70cm.....	54
9.5.-.. Travi elevazione 80x30cm.....	57
9.6.-.. Travi elevazione 76x30cm.....	60
9.7.-.. Travi elevazione 30x65cm.....	63
9.8.-.. Travi elevazione 30x50cm.....	66
9.9.-.. Pilastri (30x50)	69
9.10.-.. Pilastri (30x80)	71
10.-.. VERIFICA SOLAIO	73
10.1.-.. Solaio copertura fabbricato viaggiatori	73
10.1.1.-.. Analisi dei carichi	73
10.1.2.-.. Calcolo delle massime sollecitazioni agenti	73
10.2.-.. Solaio copertura accesso al fabbricato viaggiatori	77
11.-.. VERIFICA DELLE FONDAZIONI	84
11.1.-.. Carico limite del terreno	84
11.1.-.. Valutazione dei cedimenti in esercizio	89
11.2.-.. Verifica della piastra di fondazione	93
12.-.. INCIDENZA ARMATURE	98
12.1.-.. Incidenza armature travi elevazione	98
12.2.-.. Incidenza armature pilastri	99



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA
PROGETTO DEFINITIVO
FV02 – Stazione di Dittaino - Fabbricato viaggiatori

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FV02 00 002	A	4 di 99

12.3.-. Incidenza armatura fondazione.....99

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FV02 00 002	A	5 di 99

1.-..PREMESSA

La presente relazione di calcolo riguarda il Progetto Definitivo del Fabbricato Viaggiatori della Stazione di Dittaino, da realizzare nell'ambito del potenziamento infrastrutturale della linea Palermo-Catania.

2.-..NORME DI RIFERIMENTO

- Norme Tecniche per le Costruzioni, DM del 17/01/2018;
- Legge 05/01/1971 n°1086: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica;
- Legge 02/02/1974 n°64: Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- C.M. 21/01/2019 n.7: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni";
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 A del 30/12/2016: Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione 2 – Ponti e Strutture;
- RFI DTC SI PS SP IFS 001 A del 30/12/2016: Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 6 – Opere in conglomerato cementizio e in acciaio;
- UNI EN 1991-1-4:2005: Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento;
- UNI EN 1992-1-1:2005: Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1992-2:2006: Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti;
- UNI EN 1993-1-1:2005: Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1993-2:2007: Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 2: Ponti;
- UNI EN 1998-1:2005: Eurocodice 8 – Progettazione delle struttura per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici;
- UNI EN 1998-2:2006: Eurocodice 8 – Progettazione delle struttura per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti;
- STI 2014 –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.-..DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE

L'edificio è costituito da un piano fuori terra e da una copertura piana.

La struttura si sviluppa complessivamente su una pianta rettangolare di dimensioni totali pari a circa 22.0m x 12.0m, al suo interno si può individuare il fabbricato viaggiatori, e l'accesso al fabbricato che presentano diverse caratteristiche strutturali.

Il fabbricato viaggiatori è costituito da un unico piano fuori terra con copertura piana. La struttura è realizzata con travi di copertura "emergenti" di sezione 30cm x 50cm, 30cm x 70cm e una trave di bordo 80x30 dalla quale escono a sbalzo delle travi 30x50 che creano un effetto portale verso la banchina. I pilastri hanno dimensioni 30x50 e 30x80. Il solaio di copertura è costituito da un solaio laterocementizio; lo spessore totale del solaio di copertura è di 30 cm ed è formato da blocchi di alleggerimento in laterizio e travetti gettati in opera di 24 cm, e soletta superiore di completamento di 6 cm.

L'accesso al fabbricato viaggiatori ha una dimensione in pianta di circa 8.0m x 12.0m. è costituito da pilastri tutti di 30x80 e una copertura piana realizzata con profili UPN e pannelli sandwich, inoltre è presente un solaio inclinato intermedio realizzato con soletta piena di 30cm.

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FV02 00 002	A	8 di 99

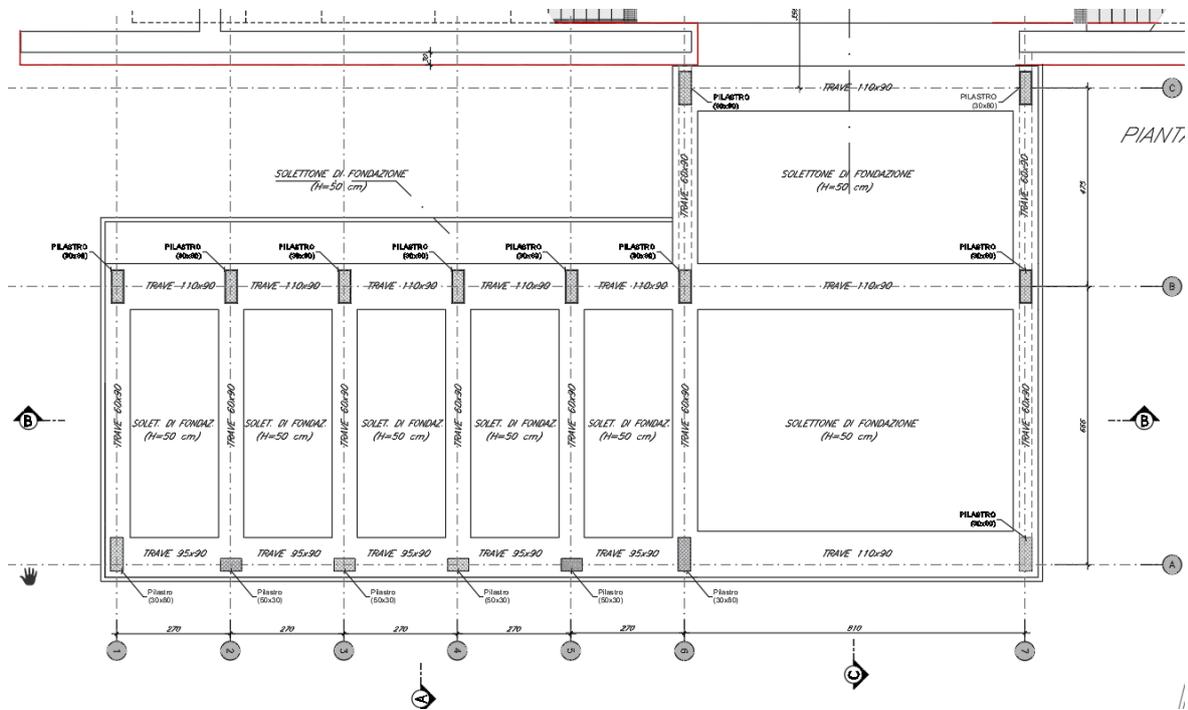


Figura 1-1. Carpenteria fondazioni.

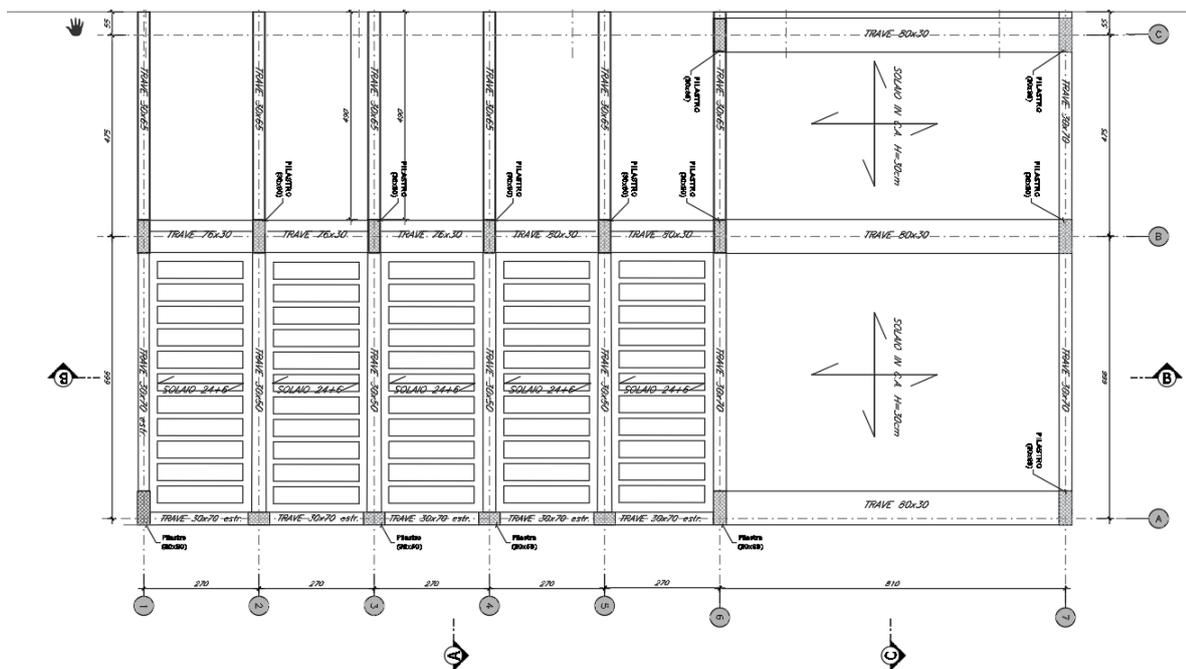


Figura 1-2. Carpenteria copertura.

SEZIONE A-A

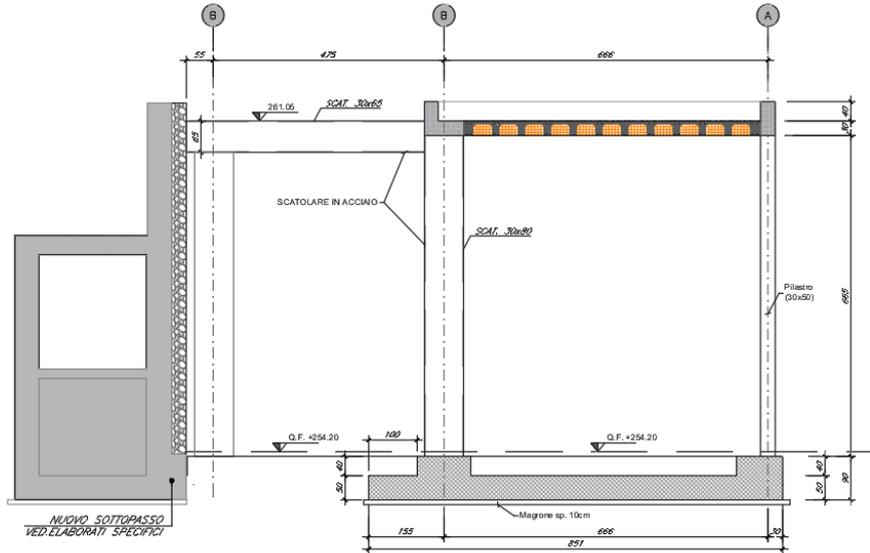


Figura 1-3. Sezione A

SEZIONE B-B

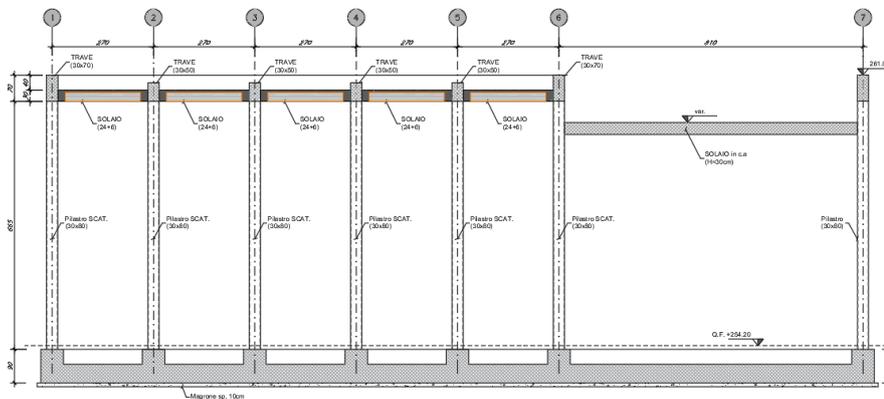


Figura 1-4. Sezione B

4.-..CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO

4.1.-..Stratigrafia di calcolo

Per la caratterizzazione geotecnica del terreno si rimanda alla Relazione Geotecnica e sulle Fondazioni.

Dalla scheda stratigrafica si desume la stratigrafia di progetto con i relativi parametri caratteristici:

$$\gamma = 18 \text{ [kN/m}^3\text{]}$$

$$c' = 0 \text{ [kPa]}$$

$$\phi' = 26[^\circ]$$

La falda idrica è cautelativamente considerata sempre a 5.0m da p.c..

5.-.. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

E' previsto l'utilizzo dei seguenti materiali dei quali di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche:

5.1.-..Opere in calcestruzzo armato

Per i calcestruzzi si fa riferimento alle normative UNI EN 206-1 (Specificazione, prestazione, produzione e conformità) e UNI 11104 (Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1).

5.1.1.-..Magrone

Conglomerato classe di resistenza C12/15 – Rck 15MPa

Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck} = 15 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica:	$f_{ck} = 12 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione:	X0
Classe di consistenza slump:	S3

5.1.2.-..Struttura in fondazione:

Conglomerato classe di resistenza C25/30 – Rck 30MPa

Modulo di elasticità longitudinale	$E_c = 31447$	[MPa]
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha = 10 \times 10^{-6}$	[C ⁻¹]
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0,20$	[-]
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_c = 1,50$	[-]
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} = 0,85$	[-]
Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck} = 30,0$	[MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck} = 24,9$	[MPa]
Resistenza media cilindrica a compressione	$f_{cm} = 32,9$	[MPa]
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 2,56$	[MPa]
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk} = 1,79$	[MPa]
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} = 3,07$	[MPa]
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{ctk} = 2,15$	[MPa]

Resistenza caratteristica tangenziale per aderenza $f_{bk} = 4,03$ [MPa]

Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 14,1$ [MPa]

Resistenza di calcolo a trazione semplice $f_{ctd} = 1,19$ [MPa]

Resistenza di calcolo a trazione per flessione $f_{ctd} = 1,43$ [MPa]

Resistenza di calcolo tangenziale per aderenza $f_{bd} = 2,69$ [MPa]

Coefficiente sicurezza SLU $\gamma_C = 1,50$

Resistenza di calcolo a compressione SLU $f_{cd} = 0,85 f_{ck} / \gamma_C = 15.87$ N/mm²

Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) SLU $f_{ctd} = 0.7 f_{ctk} / \gamma_C = 1.29$ N/mm²

Coefficiente sicurezza SLE $\gamma_C = 1,00$

combinazione rara $\sigma_{c,ad} = 0,60 f_{ck} = 16.80$ N/mm²

combinazione quasi permanente $\sigma_{c,ad} = 0,45 f_{ck} = 12.60$ N/mm²

5.1.3.-.Struttura in elevazione e solaio in lastre predalles:

Conglomerato classe di resistenza C30/37 – Rck 37MPa

Modulo di elasticità longitudinale $E_C = 32588$ [MPa]

Coefficiente di dilatazione termica $\alpha = 10 \times 10^{-6}$ [C⁻¹]

Coefficiente di Poisson $\nu = 0,20$ [-]

Coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_C = 1,50$ [-]

Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata $\alpha_{cc} = 0,85$ [-]

Resistenza caratteristica cubica a compressione $R_{ck} = 37,0$ [MPa]

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione $f_{ck} = 30,7$ [MPa]

Resistenza media cilindrica a compressione $f_{cm} = 38,7$ [MPa]

Resistenza media a trazione semplice $f_{ctm} = 2,94$ [MPa]

Resistenza caratteristica a trazione semplice $f_{ctk} = 2,06$ [MPa]

Resistenza media a trazione per flessione $f_{ctm} = 3,53$ [MPa]

Resistenza caratteristica a trazione per flessione $f_{ctk} = 2,38$ [MPa]

Resistenza caratteristica tangenziale per aderenza $f_{bk} = 4,47$ [MPa]

Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 17,4$ [MPa]

Resistenza di calcolo a trazione semplice $f_{ctd} = 1,37$ [MPa]

Resistenza di calcolo a trazione per flessione $f_{ctd} = 1,59$ [MPa]

Resistenza di calcolo tangenziale per aderenza $f_{bd} = 2,98$ [MPa]

Coefficiente sicurezza SLU $\gamma_C = 1,50$

Resistenza di calcolo a compressione SLU $f_{cd} = 0,85 f_{ck} / \gamma_C = 18,4$ N/mm²

Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) SLU $f_{ctd} = 0.7 f_{ctk} / \gamma_C = 1.37$ N/mm²

Coefficiente sicurezza SLE $\gamma_C = 1,00$

combinazione rara $\sigma_{c,ad} = 0,60 f_{ck} = 16.80$ N/mm²

combinazione quasi permanente $\sigma_{c,ad} = 0,45 f_{ck} = 13.81$ N/mm²

5.2.-..Acciaio per calcestruzzo armato

Acciaio per calcestruzzo armato tipo B 450 C secondo DM 18 avente le seguenti caratteristiche:

Modulo di elasticità longitudinale $E_s = 210000$ [MPa]

Coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_s = 1,15$ [-]

Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 450$ [MPa]

Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} = 540$ [MPa]

Allungamento $A_{gt} \geq 7,50\%$ [-]
k

Resistenza di calcolo $f_{yd} = 391,3$ [MPa]

Coefficiente sicurezza SLU $\gamma_S = 1,15$

Resistenza di calcolo SLU $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S = 391,30$ N/mm²

Tensione di calcolo SLE $\sigma_{y,ad} = 0,80 f_{yk} = 360$ N/mm²

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 le indicazioni della tabella C4.1.IV della Circolare 21.1.2019, riportata di seguito, in cui sono distinte le tre condizioni ambientali di Tabella 4.1.III delle NTC.

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FV02 00 002	A	14 di 99

<i>C_{min}</i>	<i>C_o</i>	<i>ambiente</i>	<i>barre da c.a. elementi a piastra</i>		<i>barre da c.a. altri elementi</i>		<i>cavi da c.a.p elementi a piastra</i>		<i>cavi da c.a.p altri elementi</i>	
			<i>C_{≥C_o}</i>	<i>C_{min}≤C<C_o</i>	<i>C_{≥C_o}</i>	<i>C_{min}≤C<C_o</i>	<i>C_{≥C_o}</i>	<i>C_{min}≤C<C_o</i>	<i>C_{≥C_o}</i>	<i>C_{min}≤C<C_o</i>
<i>C25/30</i>	<i>C35/45</i>	<i>ordinario</i>	15	20	20	25	25	30	30	35
<i>C28/35</i>	<i>C40/50</i>	<i>aggressivo</i>	25	30	30	35	35	40	40	45
<i>C35/45</i>	<i>C45/55</i>	<i>molto ag.</i>	35	40	40	45	45	50	50	50

Tabella 1. Copriferro e condizioni ambientali

Nel caso in esame i copriferri minimi previsti (come da tabella materiali) sono 25 mm per travi pilastri e travi di fondazione e 20 mm per le lastre predalles. Vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a 10 mm. Si riporta una tabella riepilogativa dei copriferri:

	<i>Ambiente</i>	<i>Copriferro nominale</i>
<i>Struttura in elevazione</i>	<i>Ordinario</i>	40
<i>Lastre prédalles</i>	<i>Ordinario</i>	35
<i>Fondazioni</i>	<i>Ordinario</i>	40

Tabella 2. Copriferro adottato

La rispondenza dei materiali ai requisiti richiesti sarà valutata mediante le prescritte prove di accettazione.

6.-..ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO

I pesi dei materiali utilizzati per le strutture portanti sono conformi alle NTC 18.

Del peso proprio degli elementi strutturali, tiene conto il programma di calcolo che considera il seguente peso specifico del calcestruzzo armato:

- calcestruzzo armato 25 kN/m³

Si riportano di seguito le analisi dei carichi unitari agenti sulla struttura.

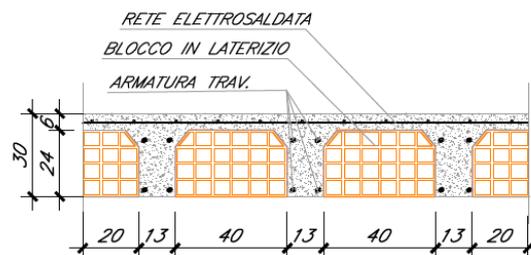
I valori delle azioni di seguito indicati sono stati considerati come valori caratteristici nelle verifiche agli stati limite.

6.1.-..Carichi permanenti

Il peso proprio di travi e pilastri viene tenuto in conto automaticamente dal programma di calcolo.

6.1.1.-..Solaio copertura

G₁ - Peso proprio solaio (G₁)



Solaio laterocementizio (h=0.30m)

soletta: $25 \text{ kN/m}^3 \times 1.00 \text{ m} \times 0.06 \text{ m} = 1.5 \text{ kN/m}^2$

travetto: $25 \text{ kN/m}^3 \times (0.13/0.53) \text{ m} \times 0.24 \text{ m} = 1.47 \text{ kN/m}^2$

laterizi: $7 \text{ kN/m}^3 \times (0.4/0.53) \text{ m} \times 0.24 \text{ m} = 1.26 \text{ kN/m}^2$

la somma di tali valori è 4.23 kN/m^2 ed è riferita ad una fascia larga 1.00 m e si è considerato pignatte larghe 0.4m m e travetti da 0.13 m con interasse di 0.53m

G₂ - Sovraccarichi permanenti (G₂)

Massetto pendenza: 15 x 0.10 = 1.50 kN/m²

Impermeabilizzazione/intonaco: 0.36 kN/m²

1.86 kN/m²

6.2.-..Carichi variabili

Q_{H1} – Sovraccarichi accidentali

Sovraccarico accidentale Cat. H1 0.50 kN/m²

6.3.-..Azioni della neve

Il carico da neve per superficie unitaria di copertura q_s viene valutato attraverso l'espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

μ_i è il coefficiente di forma della copertura e che nel caso in esame, trattandosi di copertura piana si assume pari a 0.8;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico da neve al suolo; in mancanza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, la norma fornisce un valore minimo di q_{sk} riferito ad un periodo di ritorno pari a 50 anni. Per la zona III (Catania) e per una quota del suolo sul livello del mare superiore a 200 m si valuta secondo la seguente formula $q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481^2)]$ kN/m², e nel caso specifico risulta $q_{sk} = 0.66$ kN/m²;

C_E è il coefficiente di esposizione che, per classe di topografia "normale", assume valore unitario;

C_t è il coefficiente termico che tiene conto della riduzione del carico da neve a causa dello scioglimento della stessa, dovuto alla perdita di calore della costruzione. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato $C_t = 1$.

Ne consegue che per la struttura in esame si considera un carico da neve uniforme in copertura pari a:

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FV02 00 002	A	17 di 99

Zona III
 Altitudine a_s 260 m
 Area topografica normale
 Inclinazione falde 0°
 q_{sk} 0.66 kN/m²
 coeff esposizione c_E 1.00
 coeff termico c_t 1.00
 coefficiente di forma μ_i 0.80

carico neve $q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot c_E \cdot c_t = 0.53 \text{ kN/m}^2$

6.4.-..Azioni del vento

L'azione del vento viene convenzionalmente considerata un'azione statica agente in direzione orizzontale.

La pressione normale alle superfici investite dal vento è data dall'espressione:

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

i cui coefficienti vengono di seguito determinati.

- *pressione cinetica di riferimento q_b*

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

dove:

ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1.25 kg/m³;

v_b è la velocità di riferimento del vento (che rappresenta il valore caratteristico a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II, mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni).

Nel caso in esame, per zona 4 (Sicilia) ed $a_s \leq 500 \text{ m}$ si ha $v_b = v_{b,0} = 28 \text{ m/s}$;

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FV02 00 002	A	18 di 99

$$q_b = 0.491 \text{ kN/mq}$$

- *coefficiente di esposizione c_e*

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

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

Nel caso in esame, essendo in zona 4, classe di rugosità del terreno D e quindi categoria di esposizione del sito II, si ha:

$$k_r = 0.19; \quad z_0 = 0.05 \text{ m}; \quad z_{\min} = 4 \text{ m}; \quad c_t = 1$$

$$z = 7.0 \text{ m} \quad c_e = 2.130$$

- *coefficiente dinamico c_d*

In assenza di considerazioni di dettaglio inerenti i fenomeni di natura aeroelastica e di distacco dei vortici si assume cautelativamente un valore $c_d = 1$.

- *coefficiente di forma c_p*

$$C_p = C_{p\text{sopravento}} + C_{p\text{sottovento}}$$

dove:

$C_{p\text{sopravento}}$ è il coefficiente di forma per elementi sopravento assunto pari a +0.8;

$C_{p\text{sottovento}}$ è il coefficiente di forma per elementi sottovento assunto pari a -0.4.

per costruzioni che hanno una parete con aperture di superficie minore di 1/3 di quella totale, la pressione interna si assumerà

$$C_{pi} = \pm 0,2.$$

In sintesi l'azione del vento sarà:

Superfici sopravento: **$p = 0.84 \text{ kN/m}^2$**

Superfici sottovento: **$p = 0.42 \text{ kN/m}^2$**

Azione tangenziale del vento:

Oltre alla pressione normale va tenuta in conto anche un'azione tangenziale per unità di superficie parallela alla direzione del vento. Tale azione può essere valutata come:

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

dove:

q_b e c_e sono quelli già definiti per il calcolo della pressione normale da vento;

c_f è il coefficiente d'attrito, funzione della scabrezza della superficie sulla quale il vento esercita l'azione tangente e che per una generica superficie scabra può essere assunto pari a 0.02.

In definitiva $q_b = 1.03 \text{ kN/m}^2$, da cui

$$p_{f,max} = 0.02 \text{ kN/m}^2.$$

6.5.-.Variazione Termica

Negli edifici in cui la temperatura non costituisca azione fondamentale per la sicurezza o per l'efficienza funzionale della struttura è consentito tener conto della sola componente uniforme di variazione termica $\Delta T_u = T - T_0$ pari alla differenza tra la temperatura media attuale T e quella iniziale alla data della costruzione T_0 . Nelle modellazioni sono stati considerati i seguenti carichi termici uniformi:

strutture in c.a. esposte

$$\Delta T_u = \pm 15^\circ \text{ C}$$

6.6.-.Azione sismica

Con riferimento alla normativa vigente (*NTC-2018*), le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione.

Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa ag in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in

accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel § 2.4. Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale: ag accelerazione orizzontale massima al sito;

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.

6.6.1.-. Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

La vita nominale dei diversi tipi di opere è riportata al seguito nella Tab. 2.4.I delle norme tecniche *NTC-2018*.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Inoltre, in base alla tabella 2.5.1.1.1-1 del “Manuale di Progettazione delle Opere Civili” Parte II Sezione 2 (rif. RFI DTC SI MA IFS 001 A) si tratta di un'opera nuova su una infrastruttura ferroviaria esistente, pertanto la vita nominale risulta $V_N = 75$ anni.

TIPO DI COSTRUZIONE ⁽¹⁾	Vita Nominale V_N [Anni] ⁽²⁾
OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE PROGETTATE CON LE NORME VIGENTI PRIMA DEL DM 14/01/2008 A VELOCITÀ CONVENZIONALE ($V < 250$ Km/h)	50
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ $V < 250$ Km/h	75
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ $V \geq 250$ km/h	100
OPERE DI GRANDI DIMENSIONI: PONTI E VIADOTTI CON CAMPATE DI LUCE MAGGIORE DI 150 m	≥ 100 ⁽²⁾
(1) - La stessa V_N si applica anche ad apparecchi di appoggio, coprigiunti e impermeabilizzazione delle stesse opere.	
(2) - Da definirsi per il singolo progetto a cura di FERROVIE.	

Tab. 2.5.1.1.1-1 – Vita nominale delle infrastrutture ferroviarie

6.6.2.-.Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di

acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Il fabbricato rientra per le sue funzioni tra le compresi nella classe d'uso III.

6.6.3.-..Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U . Tale coefficiente è funzione della classe d'uso e nel caso specifico assume valore pari a $C_U = 1.5$ per la classe d'uso III.

$$V_R = V_N \times C_U = 75 \times 1.5 = 112.5 \text{anni}$$

6.6.4.-..Azioni di progetto

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC 18, dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali.

Le forme spettrali previste dalle NTC 18 sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;
- 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.

Le forme spettrali previste dalle NTC 18 sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e da vite di riferimento. A tal fine occorre fissare:

- la vita di riferimento V_R della costruzione;
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{VR} associate agli stati limite considerati, per individuare infine, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche.

A tal fine si utilizza come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni. Fissata la vita di riferimento V_R , i due parametri T_R e P_{VR} sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante la seguente espressione:

$$T_R = -V_R / \ln (1-P_{VR}) = -112.5 / \ln (1 -0.1) = 1068 \text{anni}$$

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FV02 00 002	A	23 di 99

Dalla relazione sismica allegata al progetto si ricavano i seguenti parametri:

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATITUDINE:

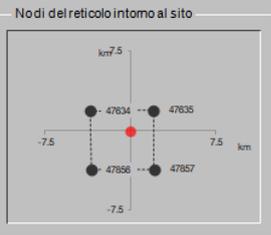
Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Elaborazioni grafiche: Grafici spettri di risposta, Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche: Tabella parametri

Noi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo: Sito esterno al reticolo, Interpolazione su 3 nodi, Interpolazione corretta

Interpolazione:

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N : info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U : info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R : info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R : info

Stati limite di esercizio - SLE: $\left\{ \begin{array}{l} \text{SLO} - P_{VR} = 81\% \rightarrow 68 \\ \text{SLD} - P_{VR} = 63\% \rightarrow 113 \end{array} \right.$

Stati limite ultimi - SLU: $\left\{ \begin{array}{l} \text{SLV} - P_{VR} = 10\% \rightarrow 1068 \\ \text{SLC} - P_{VR} = 5\% \rightarrow 2193 \end{array} \right.$

Elaborazioni: Grafici parametri azione, Grafici spettri di risposta, Tabella parametrizzazione

LEGENDA GRAFICO:
- - - - - Strategia per costruzioni ordinarie
- - - - - Strategia scelta

Strategia di progettazione



INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

I valori dei parametri a_g , F_0 e T_c^* relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate Norme, in funzione di prefissati valori del periodo di ritorno T_R . L'accelerazione al sito a_g è espressa in $g/10$, F_0 è adimensionale, T_c^* è espresso in secondi.

I punti del reticolo di riferimento sono definiti in termini di Latitudine e Longitudine ed ordinati a

latitudine e longitudine crescenti, facendo variare prima la Longitudine e poi la Latitudine.

Qualora la attuale pericolosità sismica sul reticolo di riferimento non contempli il periodo di ritorno T_R corrispondente alla V_R e alla P_{VR} fissate, il valore del generico parametro p (a_g , F_0 e T_C^*) ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione, a partire dai dati relativi ai T_R previsti nella pericolosità sismica, utilizzando l'espressione seguente:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \times \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \times \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right) \right]^{-1}$$

Di seguito si riportano i grafici ed i valori dei parametri a_g , F_0 e T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno stato limite:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	68	0.048	2.483	0.298
SLD	113	0.058	2.537	0.335
SLV	1068	0.133	2.620	0.539
SLC	2193	0.178	2.626	0.569

6.6.5.-..Categoria di sottosuolo e Condizioni topografiche

Categoria sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si adotta la seguente categoria di sottosuolo:

Categoria C

Amplificazione stratigrafica

Per sottosuolo di categoria A i coefficienti S_s e C_c valgono 1.

Per le categorie di sottosuolo B,C,D ed E i coefficienti S_s e C_c possono essere calcolati in funzione dei valori f_0 e T_C^* relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nella tab. 3.2.V, nelle quali g è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule del § 3.2.3 - NTC2018 η 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. 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 Tab. 7.3.11 delle NTC 2018, il coefficiente di comportamento q_0 può essere valutato come:

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

Trattandosi di una struttura a telaio ad un solo piano ed una sola campata in direzione trasversale, in accordo con il § 7.4.3.2 – NTC 2018, si assume:

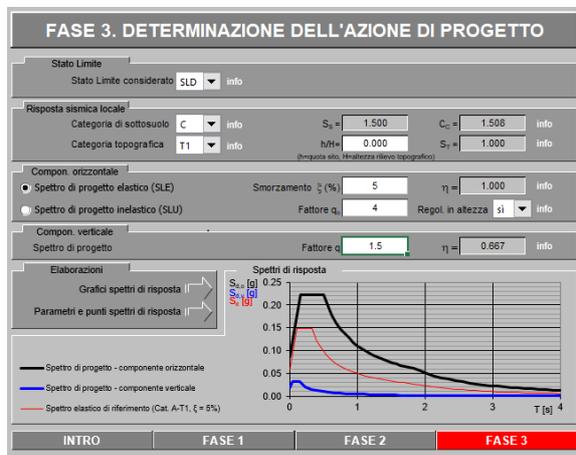
$$\alpha_u / \alpha_1 = 1.1$$

Inoltre, la costruzione risulta **REGOLARE IN PIANTA** in quanto soddisfa il requisito b) riportato al § 7.2.3 – NTC2018.

Essendo, poi, la struttura anche **REGOLARE IN ALTEZZA** si può assumere $K_R = 1$. Pertanto il fattore di struttura al quale si farà riferimento per la definizione dello spettro di progetto è $q = 3.3$.

6.6.9.-..Spettri di risposta

Spettro di progetto elastico



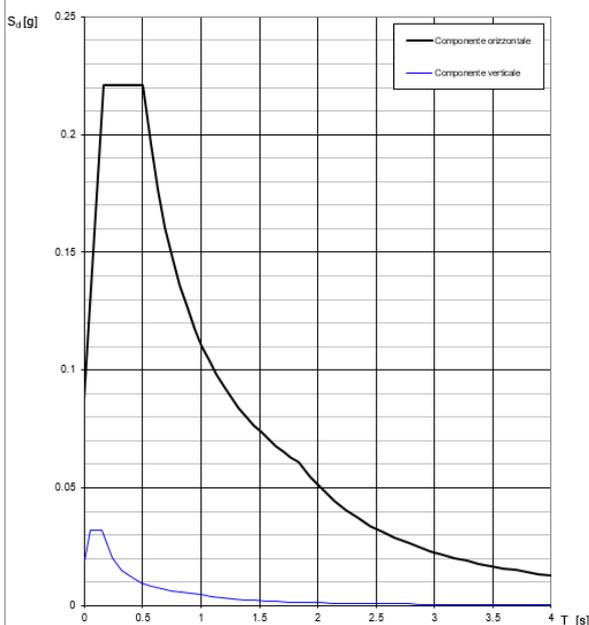
Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0.058 g
F_o	2.540
T_c^*	0.334 s
S_s	1.500
C_c	1.508
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.168 s
T_C	0.503 s
T_D	1.832 s

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato li SLD



La verifica dell' idoneità del programma, l' utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell' utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall' utilizzo dello stesso.

Spettro di progetto inelastico

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL' AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato: **SLV** info

Risposta sismica locale
Categoria di sottosuolo: **C** info
Categoria topografica: **T1** info
(Inquadra sito, finalizza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%): **5** $\eta_1 = 1.000$ info
 Spettro di progetto inelastico (SLI) Fattore q : **3** Regol. in altezza: **si** info

Compon. verticale
Spettro di progetto Fattore q : **1.5** $\eta_1 = 0.667$ info

Elaborazioni
Grafici spettri di risposta
Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta
 $S_{d,0}$ [g]
 S_d [g]
 S_d [g]

— Spettro di progetto - componente orizzontale
— Spettro di progetto - componente verticale
— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO FASE 1 FASE 2 **FASE 3**

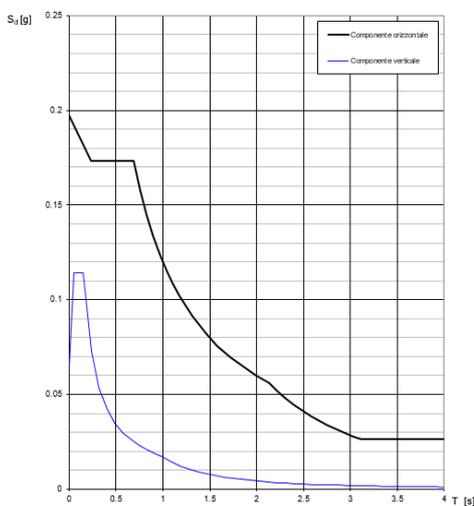
Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0.058 g
F_g	2.540
T_C^*	0.334 s
S_S	1.500
C_C	1.508
S_T	1.000
q	3.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	0.333
T_B	0.168 s
T_C	0.503 s
T_D	1.832 s

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato II SLV



La verifica dell'adeguatezza del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

6.6.10.-..Metodo di analisi

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 (ψ_{2j}) dei sovraccarichi accidentali (Q_{kj}):

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

I valori dei coefficienti ψ_{2j} sono riportati nella Tabella 2.5.I – NTC2018. Nel caso in esame le azioni variabili che possono essere sottoposti ad eccitazione sismica sono:

- sovraccarico accidentale in copertura (Q_1): $\psi_{2j} = 0$
- azione della neve in copertura (SL): $\psi_{2j} = 0$

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 § 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 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 § 7.3.3.1 – 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 (NTC 2018 - § 7.3.5):

$$1.00 \cdot E_x \text{ " + " } 0.30 \cdot E_y$$

$$1.00 \cdot E_y \text{ " + " } 0.30 \cdot E_x$$

6.6.10.1.-.. Risposta Modale

L'analisi a spettro di risposta cerca la risposta più probabile alle equazioni di equilibrio dinamico associate alla risposta della struttura al moto del suolo. L'accelerazione del suolo dovuta ad un terremoto in ogni direzione viene espressa come una curva di spettro di risposta della pseudo-accellerazione spettrale in funzione del periodo della struttura.

Anche se le accelerazioni possono essere specificate in 3 direzioni, viene prodotto un unico risultato positivo per ciascuna quantità in risposta; le quantità in risposta comprendono spostamenti, forze e tensioni. Ciascun risultato calcolato rappresenta una misura statistica della grandezza più probabile di quella particolare quantità in risposta. È da attendersi che la vera risposta sia compresa in un intervallo che va dal valore positivo a quello negativo del valore trovato.

L'analisi a spettro di risposta viene eseguita usando la sovrapposizione dei modi, ricavati usando l'analisi agli autovettori. Per una data direzione di accelerazione, la risposta modale è calcolata

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FV02 00 002	A	31 di 99

su tutta la struttura per ciascuno dei modi di vibrazione: questi valori modali, per una data quantità in risposta, vengono combinati per produrre un unico risultato positivo per quella data direzione di accelerazione, usando il metodo CQC.

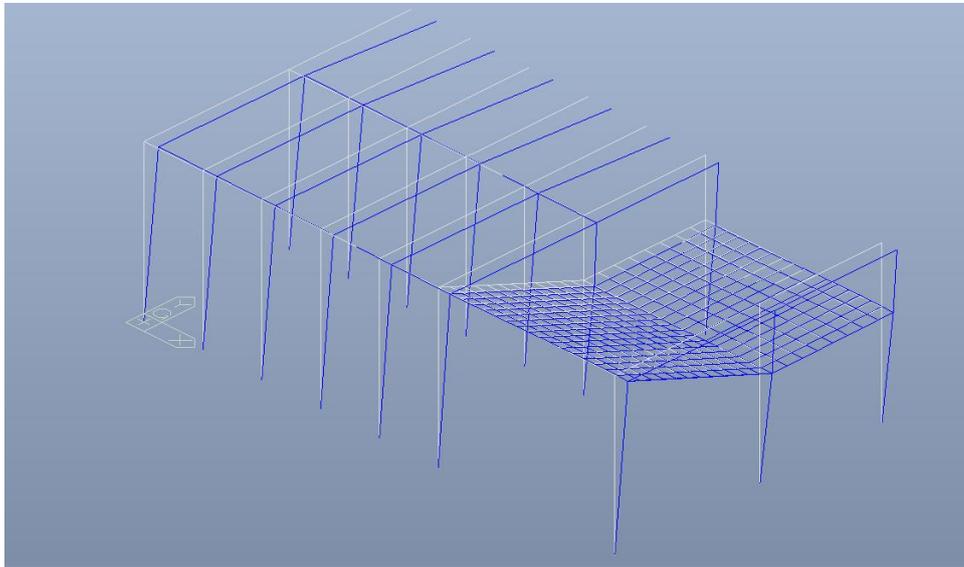
Si riportano nella seguente tabella i risultati dell'analisi modale condotta sulla struttura; in particolare, per i primi 12 modi, sono riepilogati: il periodo della struttura e le masse partecipanti (sia del singolo modo, sia le cumulate) per ciascun grado di libertà:

Eigenvalue Mode													
Node	Mode	UX		UY		UZ		RX		RY		RZ	
EIGENVALUE ANALYSIS													
	Mode No	Frequency		Period		Tolerance							
		(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)									
	1	14.4757	2.3039	0.434		0.00E+00							
	2	22.4839	3.5784	0.2795		0.00E+00							
	3	24.0553	3.8285	0.2612		0.00E+00							
	4	24.0553	3.8285	0.2612		0.00E+00							
	5	24.0553	3.8285	0.2612		0.00E+00							
	6	24.0553	3.8285	0.2612		0.00E+00							
	7	25.9101	4.1237	0.2425		0.00E+00							
	8	32.9111	5.238	0.1909		0.00E+00							
	9	34.7017	5.5229	0.1811		0.00E+00							
	10	51.1356	8.1385	0.1229		0.00E+00							
	11	64.5792	10.2781	0.0973		0.00E+00							
	12	69.2112	11.0153	0.0908		0.00E+00							
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT													
	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
	1	97.2715	97.2715	0.0129	0.0129	0	0	0.0024	0.0024	3.5705	3.5705	0.1594	0.1594
	2	1.9812	99.2526	9.0879	9.1007	0	0	0.0075	0.0099	0.5348	4.1053	28.2858	28.4452
	3	0	99.2526	0	9.1007	0	0	0	0.0099	0	4.1053	0	28.4452
	4	0	99.2526	0	9.1007	0	0	0	0.0099	0	4.1053	0	28.4452
	5	0	99.2526	0	9.1007	0	0	0	0.0099	0	4.1053	0	28.4452
	6	0	99.2526	0	9.1007	0	0	0	0.0099	0	4.1053	0	28.4452
	7	0.2833	99.536	38.5984	47.6991	0	0	0.6645	0.6744	0.8359	4.9412	26.3579	54.8031
	8	0.0568	99.5928	13.3283	61.0274	0	0	2.2463	2.9207	2.5979	7.5391	16.4599	71.263
	9	0.0168	99.6096	38.8872	99.9146	0	0	12.876	15.7967	0.1618	7.7009	27.9477	99.2108
	10	0.247	99.8566	0.0265	99.941	0	0	0.0198	15.8165	1.436	9.1369	0.371	99.5818
	11	0.0526	99.9092	0.0002	99.9412	0	0	0.0137	15.8302	0.3694	9.5064	0.0634	99.6452
	12	0.0903	99.9995	0.0153	99.9565	0	0	0.1067	15.9369	0.9186	10.425	0.3263	99.9715

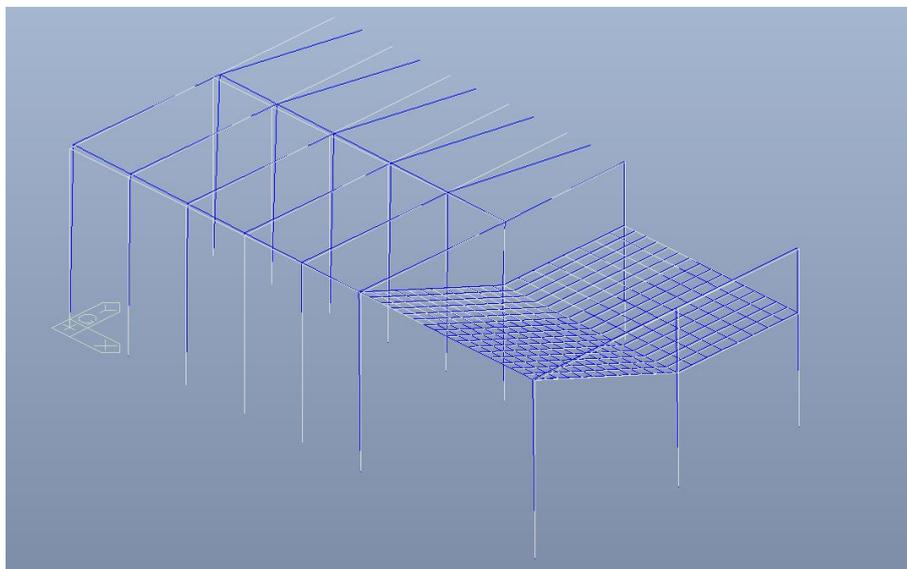
Modo 1 T= 0.43s

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FV02 00 002	A	32 di 99



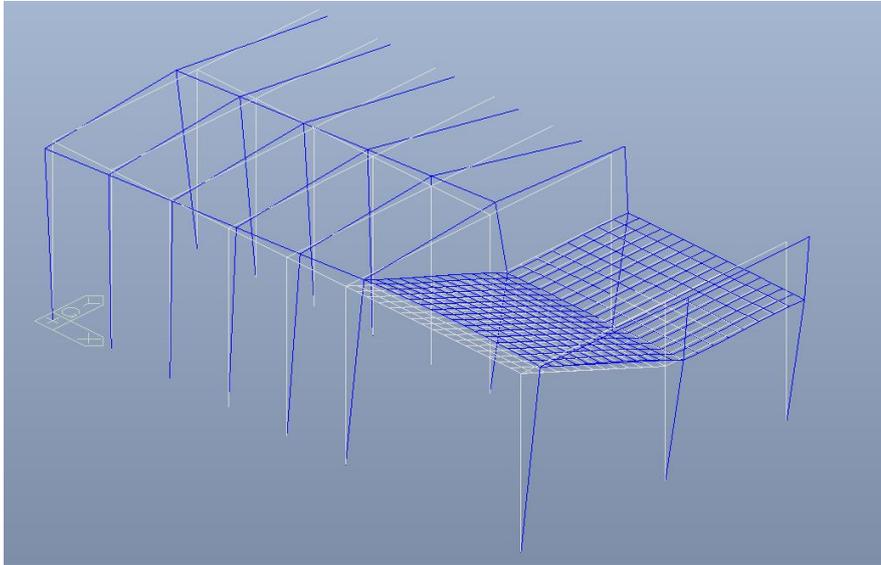
Modo 2 T= 0.28s



Modo 9 T=0.18 s

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FV02 00 002	A	33 di 99



6.6.10.2.-. Eccentricità accidentale delle masse (Ecc.X , Ecc.Y)

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.

La forza di taglio alla base F_b si determina con la formula definita al § 7.3.3.2 – NTC 2018:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g$$

dove:

λ è un fattore di correzione che nel caso in esame può essere assunto pari ad 1

W è il peso totale dell'edificio

$S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di progetto per il periodo T_1

T_1 è il periodo proprio derivante dall'analisi dinamica modale, relativo al modo di vibrare traslatorio considerato

Dall'analisi modale della struttura si ottengono i seguenti periodi propri, riferiti ai due modi di vibrare traslatori, sono i seguenti:

$$T_x = 0.43 \text{ s} \quad T_y = 0.18 \text{ s}$$

Si determinano quindi le forze di taglio alla base e i corrispondenti momenti torcenti per ciascuna direzione. Si osserva che se il momento torcente è generato dal sisma in direzione x (oppure y) allora anche il sistema di forze equivalente avrà direzione x (oppure y); si riportano di seguito le formule usate per la loro determinazione:

$$M_{tx} = F_b \cdot e_y \quad M_{ty} = F_b \cdot e_x$$

Dopo aver determinato il momento torcente per ciascuna delle due componenti orizzontali

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FV02 00 002	A	35 di 99

dell'azione sismica, si procede con la determinazione di un sistema di forze equivalente a tale momento. Le forze equivalenti sono state individuate in base alla distanza dei pilastri dal centro geometrico degli stessi: le forze sono applicate su ciascun pilastro, alla quota del baricentro delle travi.

$$H_{kx} = M_{tx} \cdot \frac{y_k}{\sum_k y_k^2} \quad H_{ky} = M_{ty} \cdot \frac{x_k}{\sum_k x_k^2}$$

dove:

k indica il numero del pilastro considerato

H_{kx} è la forza in direzione x, data da M_{tx} , agente sul k-esimo pilastro considerato

H_{ky} è la forza in direzione y, data da M_{ty} , agente sul k-esimo pilastro considerato

x_k e y_k sono le distanze dei pilastri dal centro geometrico della struttura

Gli effetti delle forze equivalenti dovute all'eccentricità accidentale, vengono portati in conto nella combinazione sismica, sommandoli all'azione sismica che li origina.

7.-..ANALISI DELLA STRUTTURA

7.1.-..Codici di calcolo utilizzati

Per il calcolo delle sollecitazioni gravanti sugli elementi strutturali, per i modi di vibrare della struttura e per verifiche di resistenza si è fatto ricorso al codice di calcolo FEM MidasGen.

7.1.1.-..Affidabilità del software

La struttura oggetto della presente relazione è stata modellata e analizzata mediante il software MidasGen. Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. Ad ogni modo i risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dallo scrivente. Il "check" ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

7.2.-..Modellazione dell'opera

L'analisi della struttura in esame è stata effettuata attraverso una modellazione agli elementi finiti.

La struttura è stata modellata con un modello numerico nelle tre dimensioni nello spazio, il sistema di riferimento assunto prevede una terna destrorsa il cui asse X è orientato in direzione nord e l'asse Z verticale positivo verso l'alto.

Il modello prevede un unico piano fuori terra. Travi e pilastri sono stati simulati con elementi "beam", il solaio intermedio è stato schematizzato mediante un elemento "plate". Il modello è stato inizialmente considerato incastrato alla base. I carichi sono stati applicati come "floor load" sul solaio e sulla copertura, i carichi da vento, invece sono stati schematizzati come "surface load". Il programma distribuisce automaticamente i carichi di superficie sulle membrature della struttura. Le fondazioni sono state modellate, in un secondo momento, togliendo i vincoli alla base del modello, e considerando la platea di fondazione come un elemento plate, e le travi di

collegamento come elementi *beam su suolo elastico alla Winkler*, attraverso l'introduzione di molle verticali. La traslazione orizzontale è stata bloccata mediante *restraint* nei nodi alla base dei pilastri.

Nella figura seguente si riporta un'immagine rappresentativa del modello geometrico modellato:

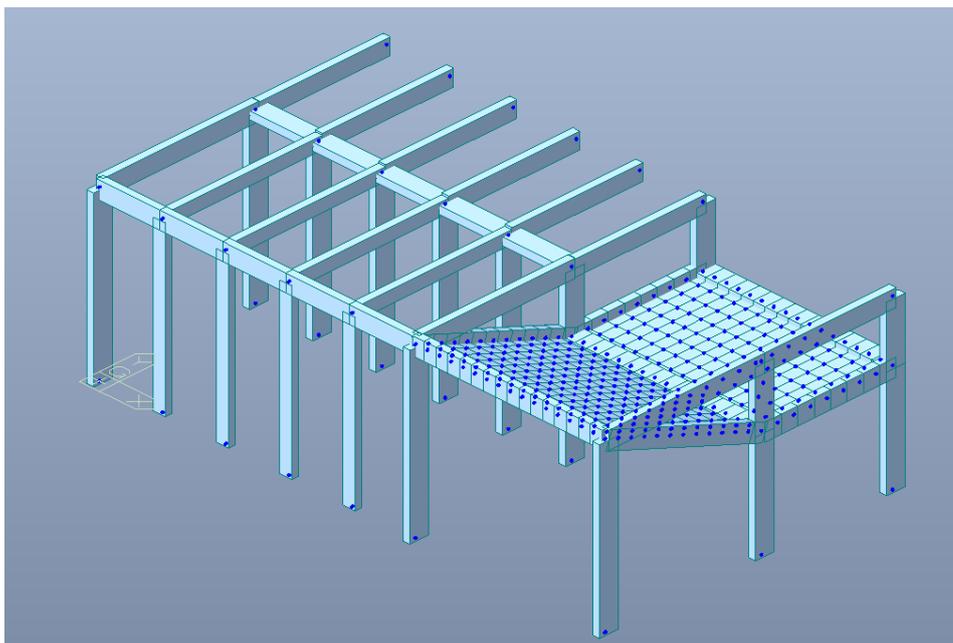


Figura 5: Modello strutturale

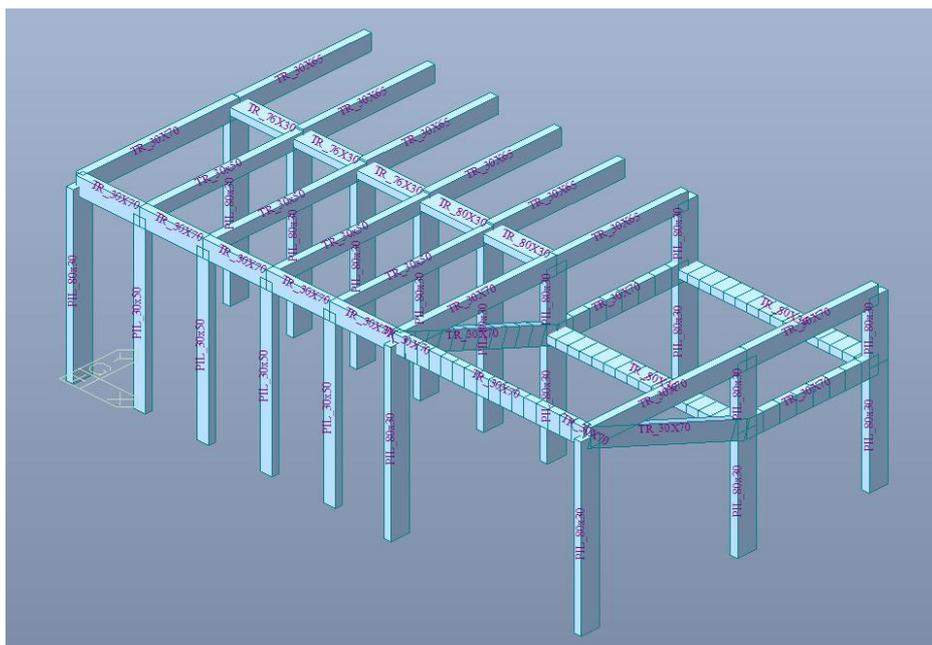


Figura 6: tipologia aste

7.3.-.Combinazioni di carico

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni (§ 2.5.3 NTC 18):

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

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_p P + \gamma_{Q1} Q_{K1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{K2} + \gamma_{Q3} \psi_{03} Q_{K3} + \dots$$

- Combinazione caratteristica (rara), impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili (verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7 NTC 18):

$$G_1 + G_2 + P + Q_{K1} + \psi_{02} Q_{K2} + \psi_{03} Q_{K3} + \dots$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} Q_{K1} + \psi_{22} Q_{K2} + \psi_{23} Q_{K3} + \dots$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{K1} + \psi_{22} Q_{K2} + \psi_{23} Q_{K3} + \dots$$

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

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{K1} + \psi_{22} Q_{K2} + \dots$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} Q_{K1} + \psi_{22} Q_{K2} + \dots$$

Le condizioni elementari di carico sono opportunamente combinate per determinare le condizioni più sfavorevoli per ciascun elemento strutturale. Di seguito tutte le combinazioni di carico vengono raggruppate per famiglia di appartenenza. In particolare le celle di una riga contengono i coefficienti moltiplicatori della i-esima combinazione.

Di seguito si riportano, con riferimento al § 7.3 della presente, le combinazioni utilizzate.

I coefficienti γ e ψ , desunti dalla normativa per i carichi in esame, sono di seguito riepilogati.

Gruppo	Tipo	γ	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Perm-Strutt	Permanente	1.3			
Perm-NON-Strutt	Permanente	1.5			

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FV02 00 002	A	39 di 99

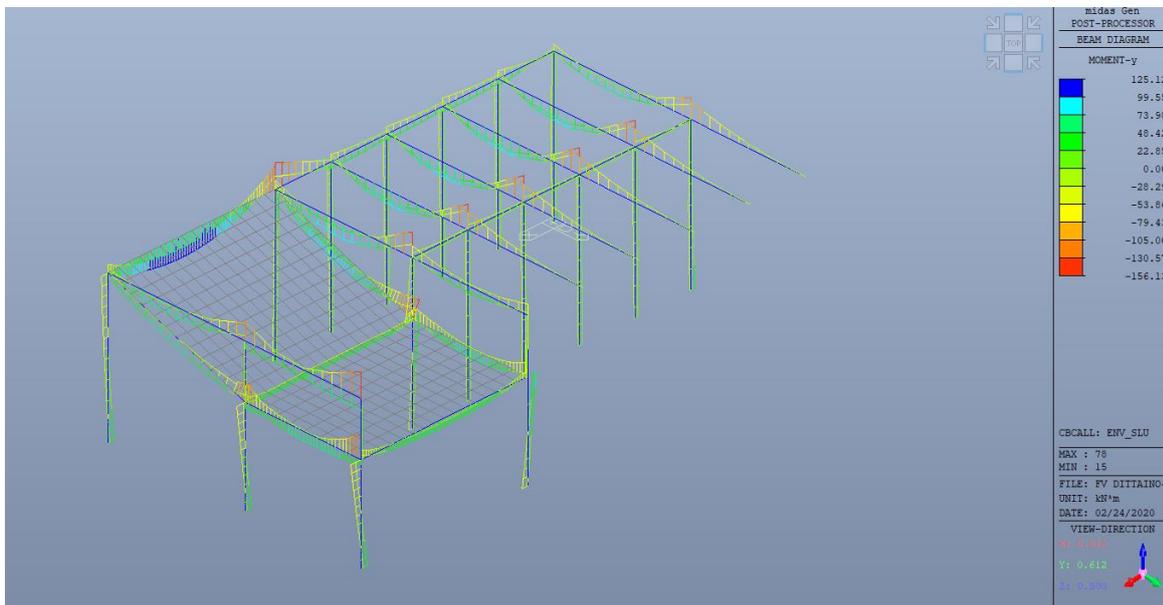
Gruppo	Tipo	γ	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Variabili	Accidentale	1.5	0	0	0
Neve (<100mslm)	Accidentale	1.5	0.5	0.2	0
Vento	Accidentale	1.5	0.6	0.7	0
Variazioni termiche	Accidentale	1.5	0.6	0.5	0
Sisma	Sismico	1			

Pertanto le combinazioni di carico considerate in fase di analisi sono quelle riportate nella tabella seguente. Si nota non è stata considerata, in questa fase, la combinazione che massimizza gli effetti della neve, trattandosi di un'azione poco rilevante nel sito in cui sorge la struttura.

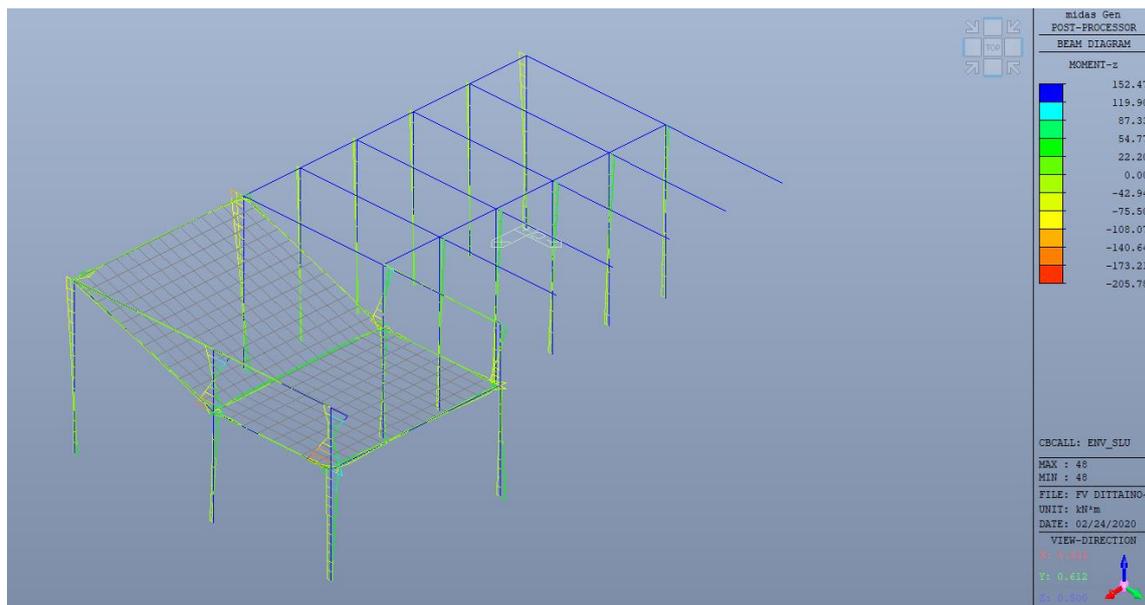
COMBINAZIONI	Perm-Strutt	Perm-NON-Strutt	Variabili-copertura	Neve	Variazioni termiche	Vento X	Vento Y	Sisma x	Sisma y
SLU_Wx	1.3	1.5	0	0.75	0.6	1.5	0	-	-
SLU_Wy	1.3	1.5	0	0.75	0.6	0	1.5	-	-
SLU_QK	1.3	1.5	1.5	0.75	0.6	0.9	0	-	-
SLU_DT	1.3	1.5	0	0.75	1.5	0.9	0	-	-
SLE_Rara_Wx	1	1	0	0.5	0.6	1	0	-	-
SLE_Rara_Wy	1	1	0	0.5	0.6	0	1	-	-
SLE_Rara_Qk	1	1	1	0.5	0.6	0.6	0	-	-
SLE_Rara_DT	1	1	0	0.5	1	0.6	0	-	-
SLE_Freq_Wx	1	1	0	0	0	0.2	0	-	-
SLE_Freq_Wy	1	1	0	0	0	0	0.2	-	-
SLE_Freq_DT	1	1	0	0	0.2	0	0	-	-
SLE_QP	1	1	0	0	0	0	0	-	-
SLV_X+	1	1	0	0	0	0	0	1	0.3
SLV_X-	1	1	0	0	0	0	0	-1	-0.3
SLV_Y+	1	1	0	0	0	0	0	0.3	1
SLV_Y-	1	1	0	0	0	0	0	-0.3	-1

8.-..SOLLECITAZIONI MASSIME

Di seguito si riportano, per il modello di calcolo, la rappresentazione grafica delle principali caratteristiche di sollecitazione a mezzo di diagrammi di involucro associati alle famiglie di combinazioni dei carichi.

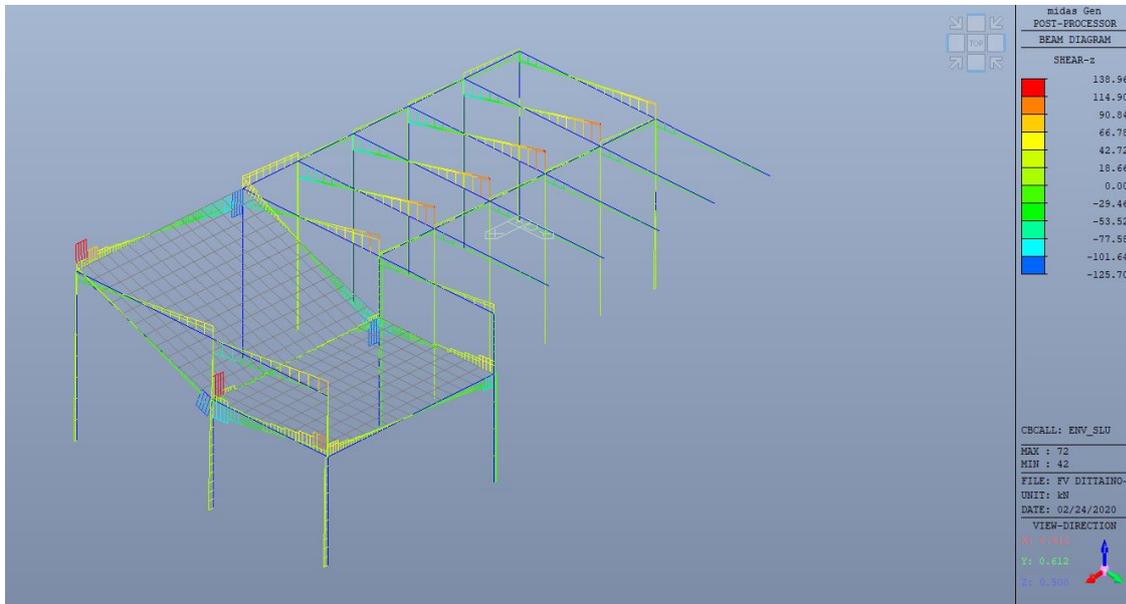


Momento My - Involuppo SLU

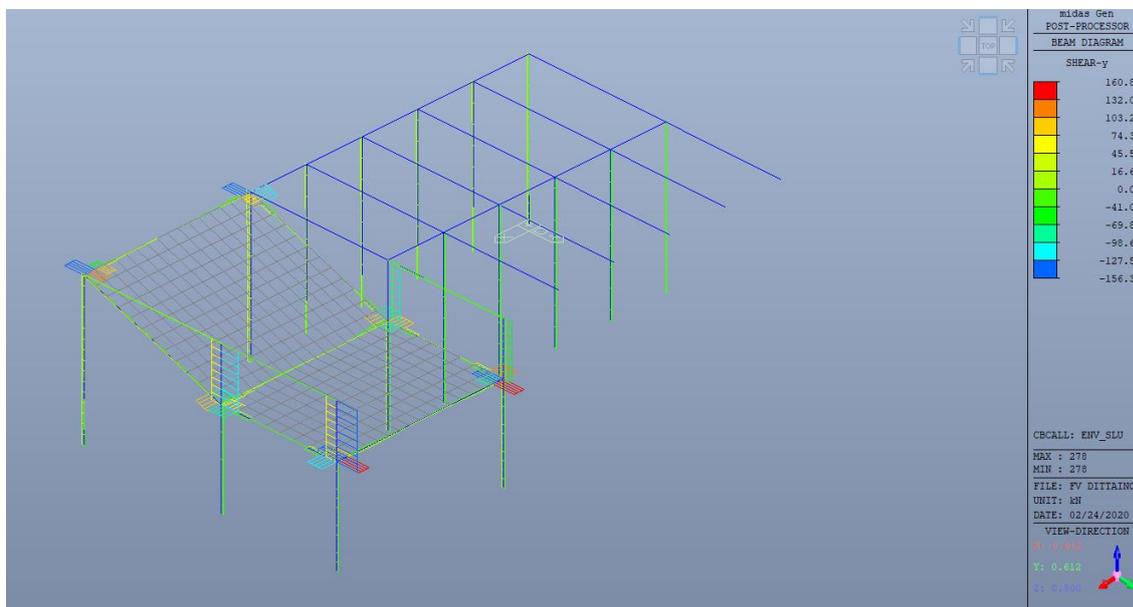


Momento Mz - Involuppo SLU

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FV02 00 002	A	41 di 99

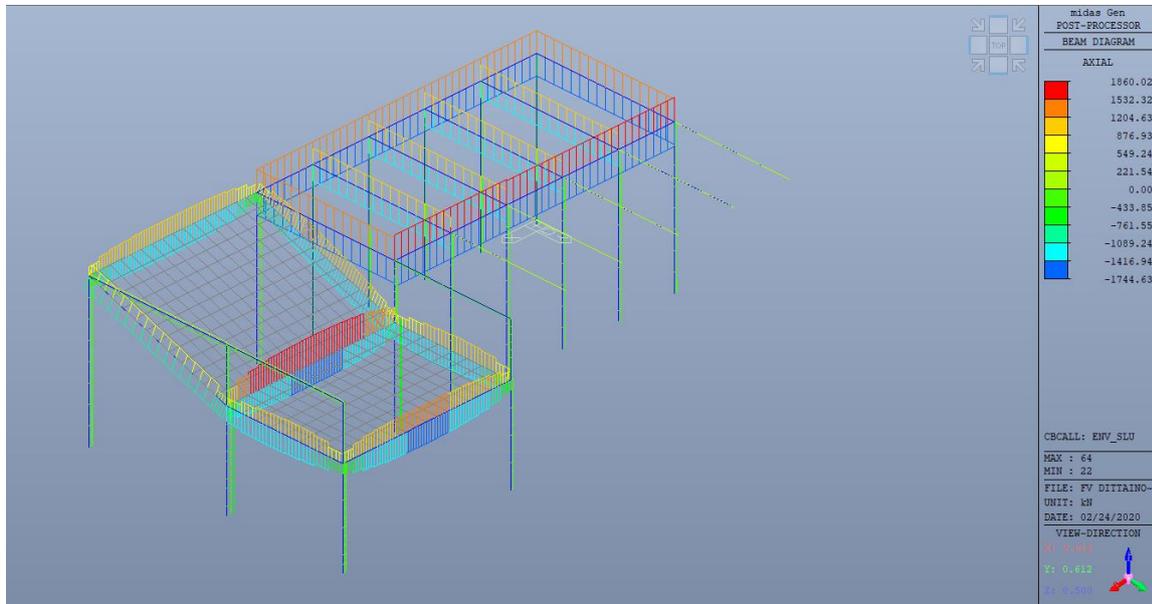


Taglio Vz - Involuppo SLU

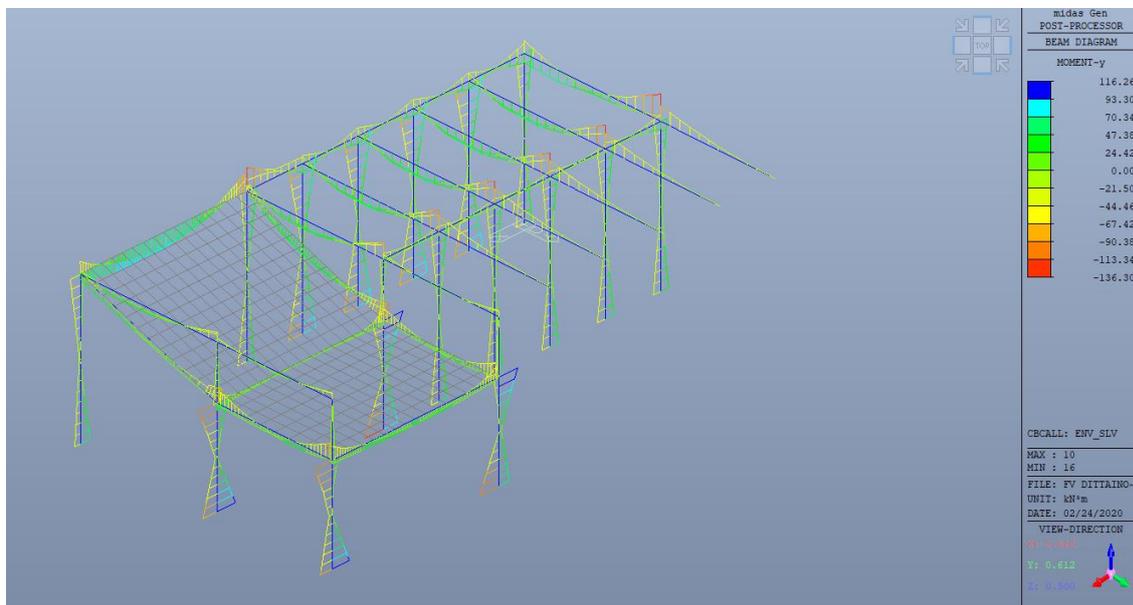


Taglio Vy - Involuppo SLU

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FV02 00 002	A	42 di 99

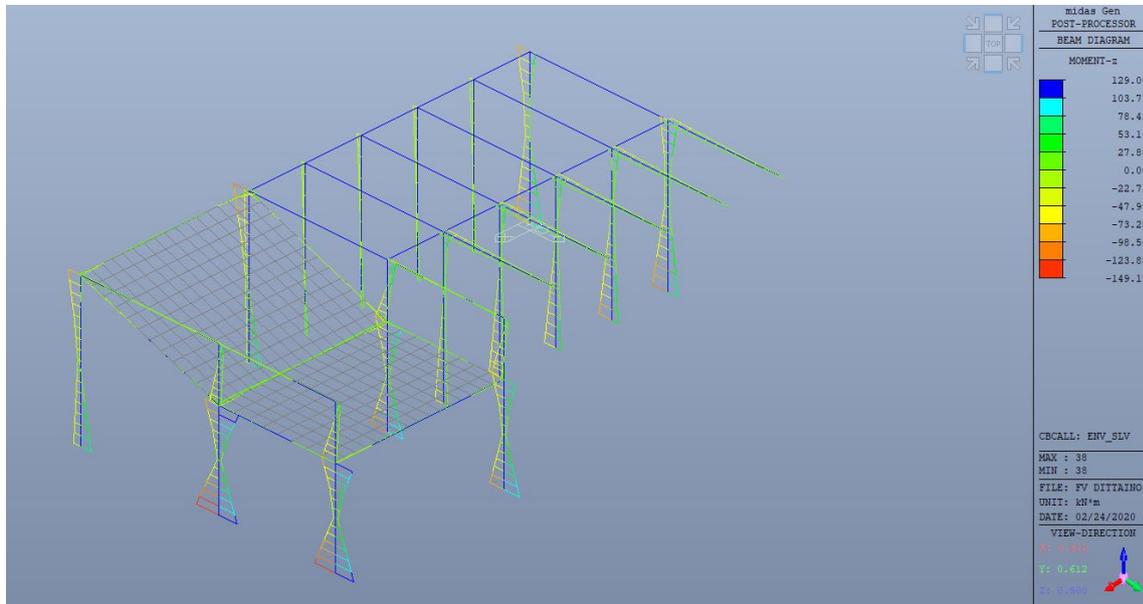


Sforzo Normale N - Inviluppo SLU

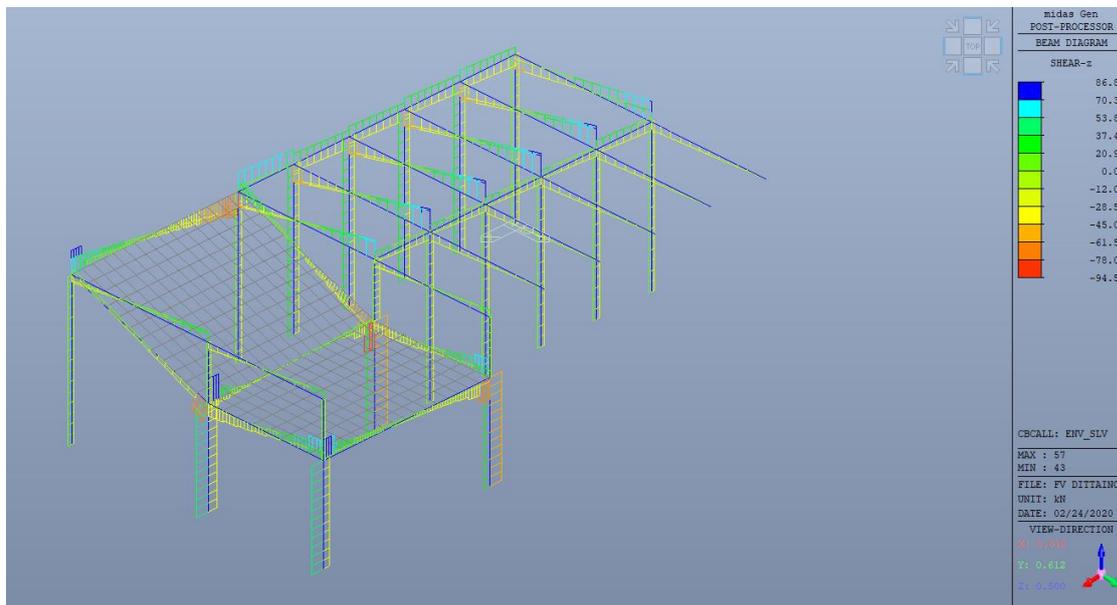


Momento My - Inviluppo SLV

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FV02 00 002	A	43 di 99

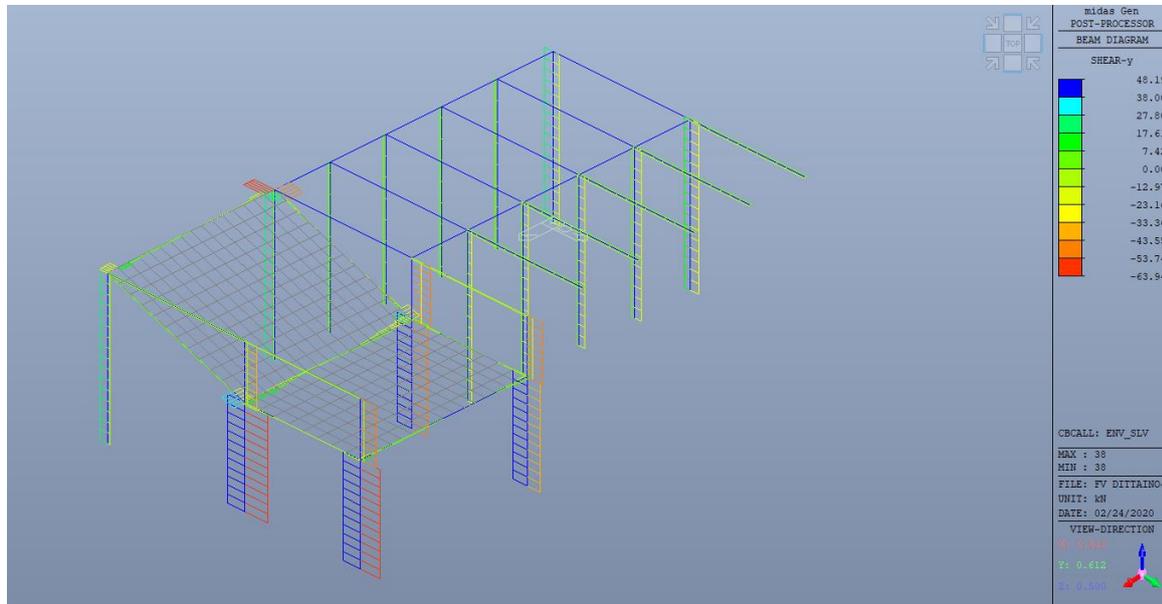


Momento Mz - Involuppo SLV

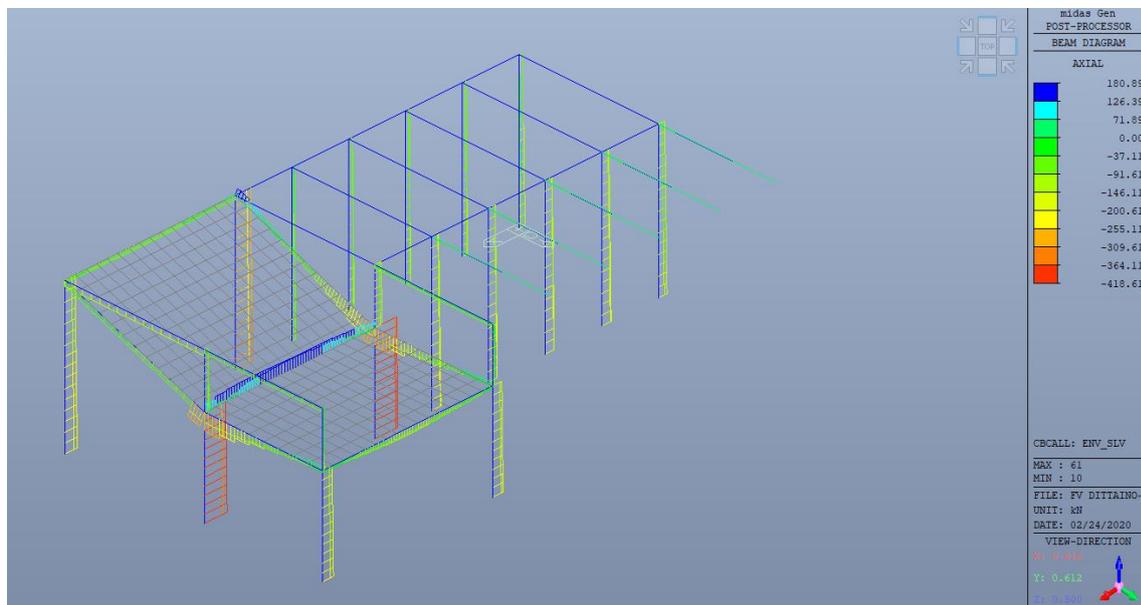


Taglio Vz - Involuppo SLV

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FV02 00 002	A	44 di 99



Taglio Vy - Involuppo SLV



Sforzo Normale N - Involuppo SLU

9.-..VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI

9.1.-..Criteri di verifica delle sezioni in c.a. – SLE

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.

Verifiche alle tensioni

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico caratteristiche "Rara" e "Quasi Permanente"; i valori tensionali nei materiali sono valutati secondo le note teorie di analisi delle sezioni in c.a. in campo elastico e con calcestruzzo "non reagente" adottando come limiti di riferimento, trattandosi nel caso in specie di opere Ferroviarie, quelli indicati nel documento "Specifiche per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario RFI DTC INC PO SP IFS 001 A del 21-12-11 ", ovvero:

Strutture in c.a.

Tensioni di compressione del calcestruzzo

Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- per combinazione di carico caratteristica (rara): $0,55 f_{ck}$;
- per combinazioni di carico quasi permanente: $0,40 f_{ck}$;
- per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

Tensioni di trazione nell'acciaio

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare $0,75 f_{yk}$

Verifiche a fessurazione

La verifica di fessurazione consiste nel controllare l'ampiezza dell'apertura delle fessure sotto combinazione di carico frequente e combinazione quasi permanente. Si considerano condizioni ambientali ordinarie; le armature di acciaio ordinario sono ritenute poco sensibili [NTC – Tabella 4.1.IV]

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è riportato nel prospetto seguente:

Tabella 1 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione e Condizioni Ambientali

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

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Risultando:

$w_1 = 0.2$ mm

$w_2 = 0.3$ mm

$w_3 = 0.4$ mm

Alle prescrizioni normative presenti in NTC si sostituiscono in tal caso quelle fornite dal "Manuale di Progettazione delle Opere Civili" secondo cui la verifica nei confronti dello stato limite di apertura delle fessure va effettuata utilizzando le sollecitazioni derivanti dalla combinazione caratteristica (rara).

Per strutture in condizioni ambientali ordinarie qual è il caso delle strutture in esame così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.2 del DM 17.1.2018, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture, l'apertura convenzionale delle fessure dovrà risultare:

- Combinazione Caratteristica (Rara) $\delta_f \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$

Riguardo infine il valore di calcolo delle fessure da confrontare con i valori limite fissati dalla norma, si è utilizzata la procedura prevista al punto " C4.1.2.2.4.6 Verifica allo stato limite di fessurazione" della Circolare n.7/19.

9.2.-..Criteri di verifica delle sezioni in c.a. – SLU travi

➤ Verifica a flessione semplice:

Le verifiche di resistenza a flessione allo SLU (NTC2018 – 4.1.2.1.2.4) per le sezioni di appoggio e di campata sono state condotte mediante il post-processore di MidasGen (che svolge in automatico anche il rispetto dei quantitativi minimi di norma) considerando le sollecitazioni riportate nei prospetti precedenti.

➤ 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 γ_{Rd} assunto pari a 1.0 per CDB.

Deve risultare (NTC2018 – 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:

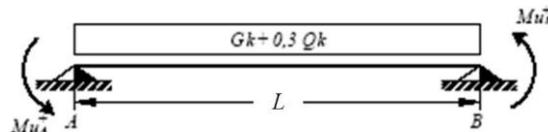
$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

dove:

α : Angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse dell'elemento;

θ : Angolo d'inclinazione dei puntoni in calcestruzzo rispetto all'asse dell'elemento.

• **1° Schema:**

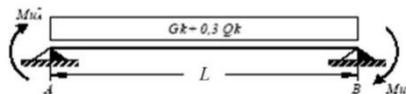


Il taglio è variabile linearmente lungo la trave ed è pari a:

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

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

• **2° Schema:**



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

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

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

➤ **Verifica limitazioni armatura:**

Resta da verificare che l'armatura determinata in funzione delle sollecitazioni agenti rispetti le limitazioni riportate nel punto 7.4.6.2.1 delle NTC2018:

- almeno due barre di diametro non inferiore a 14 mm devono essere presenti superiormente e inferiormente per tutta la lunghezza della trave;
- in ogni sezione della trave, il rapporto geometrico ρ relativo all'armatura tesa, indipendentemente dal fatto che l'armatura tesa sia quella al lembo superiore della sezione A_s o quella al lembo inferiore della sezione A_i , deve essere compreso entro i seguenti limiti:

$$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3,5}{f_{yk}}$$

dove:

ρ è il rapporto geometrico relativo all'armatura tesa pari ad $A_s/(b \cdot h)$ oppure ad $A_i/(b \cdot h)$;

ρ_{comp} è il rapporto geometrico relativo all'armatura compressa;

f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio (in MPa).

- l'armatura compressa non deve essere mai inferiore ad un quarto di quella tesa:

$$\rho_{comp} \geq 0.25\rho$$

- nelle zone critiche della trave, inoltre, deve essere:

$$\rho_{comp} \geq 0.5\rho$$

Le zone critiche si estendono, per CD"B", per una lunghezza pari a 1,5 volte l'altezza della sezione della trave, misurata a partire dalla faccia del nodo trave-pilastro o da entrambi i lati a partire dalla sezione di prima plasticizzazione.

- Nelle zone critiche devono essere previste staffe di contenimento. La prima staffa di contenimento deve distare non più di 5 cm dalla sezione a filo pilastro; le successive devono essere disposte ad un passo non superiore alla minore tra le grandezze seguenti:
 - un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale;
 - 225 mm (per CD"B");
 - 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali considerate ai fini delle verifiche (per CD"B")

- 24 volte il diametro delle armature trasversali.

Per staffa di contenimento si intende una staffa rettangolare, circolare o a spirale, di diametro minimo 6 mm, con ganci a 135° prolungati per almeno 10 diametri alle due estremità. I ganci devono essere assicurati alle barre longitudinali.

Devono inoltre essere rispettati i limiti previsti per le travi in calcestruzzo in zona non sismica (punto 4.1.6.1.1 delle NTC2018):

- l'area dell'armatura longitudinale in zona tesa non deve essere inferiore a

$$A_{s,\min} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t \cdot d$$

e comunque non minore di $0.0013 b_t \cdot d$

dove:

b_t rappresenta la larghezza media della zona tesa;

d è l'altezza utile della sezione;

f_{ctm} è il valore medio della resistenza a trazione assiale;

f_{yk} è il valore caratteristico della resistenza a trazione dell'armatura ordinaria.

- negli appoggi di estremità all'intradosso deve essere disposta un'armatura efficacemente ancorata, calcolata per uno sforzo di trazione pari al taglio;
- al di fuori delle zone di sovrapposizione, l'area di armatura tesa o compressa non deve superare individualmente $A_{s,\max} = 0,04 A_c$, essendo A_c l'area della sezione trasversale di calcestruzzo.
- le travi devono prevedere armatura trasversale costituita da staffe con sezione complessiva non inferiore ad $A_{st} = 1,5 b \text{ mm}^2/\text{m}$ essendo b lo spessore minimo dell'anima in millimetri, con un minimo di tre staffe al metro e comunque passo non superiore a 0,8 volte l'altezza utile della sezione;
- in ogni caso almeno il 50% dell'armatura necessaria per il taglio deve essere costituita da staffe.

Per le travi dell'edificio l'armatura a taglio è costituita solamente da staffe.

Si riscontra, pertanto, che l'armatura della trave rispetta i limiti prescritti dalle NTC2018.

9.3.-.Criteri di verifica delle sezioni in c.a. – SLU pilastri

Per la 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 λ non supera il valore limite (4.1.2.1.7-NTC2018):

$$\lambda_{lim} = 15.4 \cdot \frac{C}{\sqrt{\nu}}$$

dove:

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

$C = 1.7 - r_m$ dipende dalla distribuzione dei momenti del primo ordine;

$r_m = M_{01} / M_{02}$ è il rapporto tra i momenti flettenti del primo ordine alle due estremità del pilastro (con $M_{02} \geq M_{01}$).

E' stata valutata la snellezza λ del pilastro nel piano (YZ) e nel piano ortogonale (XZ):

$$\lambda = L_o / i$$

dove:

$L_o = \beta L$ lunghezza di libera inflessione

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

L luce netta del pilastro

➤ Verifica a presso-flessione:

Le verifiche di resistenza a flessione e pressoflessione allo SLU (NTC2018 – 4.1.2.1.2.4; - 7.4.4.2) per le sezioni di base dei pilastri sono state condotte mediante il postprocessore di MidasGen considerando le sollecitazioni riportate nei prospetti precedenti:

➤ 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 e quello che si ottiene dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore $M^{s}_{C,Rd}$ ed inferiore $M^{i}_{C,Rd}$ secondo l'espressione:

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

dove:

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

➤ **Verifica limitazioni armatura:**

Resta da verificare che l'armatura determinata in funzione delle sollecitazioni agenti rispetti le limitazioni riportate nel punto 7.4.6.2.2 delle NTC2018:

- Per tutta la lunghezza del pilastro l'interasse tra le barre non deve essere superiore a 25 cm;
- Nella sezione corrente del pilastro, la percentuale geometrica ρ di armatura longitudinale, con ρ rapporto tra l'area dell'armatura longitudinale e l'area della sezione del pilastro, deve essere compresa entro i seguenti limiti:

$$1\% < \rho < 4\%$$

- Nelle zone critiche devono essere rispettate le condizioni seguenti: le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe; almeno una barra ogni due, di quelle disposte sui lati, deve essere trattenuta da staffe interne o legature; le barre non fissate si devono trovare a meno di 20 cm da una barra fissata per CDB.
- Il diametro delle staffe di contenimento e legature deve essere non inferiore a 6 mm ed il loro passo deve essere non superiore alla più piccola delle quantità seguenti:
 - 1/2 del lato minore della sezione trasversale per CDB;
 - 175 mm (per CD"B");
 - 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali che collegano (per CD"B")
- Si devono disporre staffe in un quantitativo minimo non inferiore a:

$$\frac{A_{st}}{s} = 0.08 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}}$$

Le staffe orizzontali presenti lungo l'altezza del nodo devono verificare la seguente condizione

$$\frac{n_{st} \cdot A_{st}}{i \cdot b_j} \geq 0.05 \frac{f_{ck}}{f_{yk}}$$

Nella quale n_{st} e A_{st} sono rispettivamente il numero di bracci e l'area della sezione trasversale della barra della singola staffa orizzontale, i è l'interasse, e b_j è la larghezza utile del nodo determinata come segue:

- se la trave ha una larghezza b_w superiore a quella del pilastro b_c , allora b_j è il valore minimo fra b_w e $b_c + h_c/2$, essendo h_c la dimensione della sezione della colonna parallela alla trave;
- se la trave ha una larghezza b_w inferiore a quella del pilastro b_c , allora b_j è il valore minimo fra b_c e $b_w + h_c/2$.

Devono inoltre essere rispettati i limiti riportati al punto 4.1.6.1.2 delle NTC2018:

- Nel caso di elementi sottoposti a prevalente sforzo normale, le barre parallele all'asse devono avere diametro maggiore od uguale a 12 mm. Inoltre la loro area non deve essere inferiore a :

$$A_{s,min} = (0.10 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}})$$

e comunque non minore di 0.003 A_c ;

dove:

N_{Ed} rappresenta lo sforzo di compressione assiale di calcolo;

A_c è l'area di calcestruzzo;

f_{yd} è il valore della resistenza di calcolo dell'armatura.

Si riscontra, pertanto, che l'armatura dei pilastri rispetta i limiti prescritti dalle NTC2018.

9.4.-.Travi elevazione 30x70cm

In funzione delle sollecitazioni si è dimensionata opportunamente l'armatura longitudinale della trave perimetrale tipo:

1) Zone d'appoggio:

- Armatura superiore 3 Φ 20
- Armatura inferiore 3 Φ 20

2) Campata:

- Armatura superiore 3 Φ 20
- Armatura inferiore 3 Φ 20

In aggiunta, fuori calcolo, andranno disposti per ogni lato della sezione 2 Φ 14 come ferri di parete.

Per la verifica a taglio si è tenuto conto delle sollecitazioni derivanti dall'applicazione del capacity design, ed è stato necessario prevedere la seguente armatura a taglio:

1) Zone d'appoggio:

- Staffe Φ 10/10

2) Campata:

- Staffe Φ 10/15

Si riporta di seguito un prospetto riepilogativo con i valori delle sollecitazioni e delle verifiche effettuate sia allo stato limite ultimo che quello di esercizio:

midas Gen

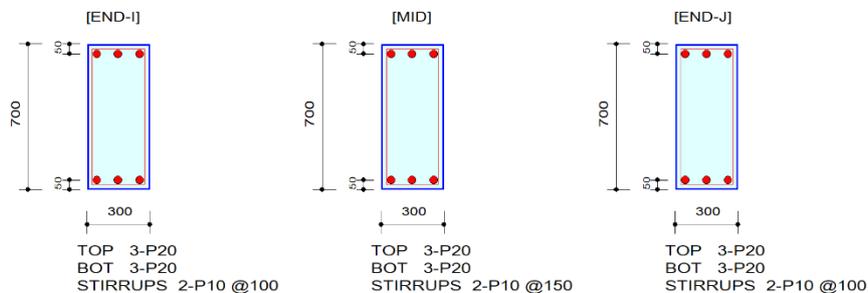
RC Beam Strength Checking Result

MIDAS		Company	Project Title
	Author	progin	File Name
			C:\...DITTAINO\FV Dittaino_.mgb

1. Design Information

Design Code	Eurocode2:04 & NTC2018	Unit System	kN, mm
Material Data	fck = 0.028, fyk = 0.4, fyw = 0.4 kN/mm ²		
Section Property	TR_30X70 (No : 4)	Beam Span	7087.5mm

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	10+	10+	10+
Moment (M _{Ed})	117938.41	115686.54	156134.64
Factored Strength (M _{Rd})	202877.69	202877.69	202877.69
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.5813	0.5702	0.7696
Neutral Axis (x/d)	0.0867	0.0867	0.0867
(+) Load Combination No.	9+	9+	9+
Moment (M _{Ed})	79990.64	125121.43	109356.80
Factored Strength (M _{Rd})	202877.69	202877.69	202877.69
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.3943	0.6167	0.5390
Neutral Axis (x/d)	0.0867	0.0867	0.0867
Using Rebar Top (A _{s_top})	942.4800	942.4800	942.4800
Using Rebar Bot (A _{s_bot})	942.4800	942.4800	942.4800

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	10+	5	8+
Factored Shear Force (V _{Ed})	84.22	82.57	83.40
Shear Strength by Conc.(V _{Rdc})	86.70	86.70	86.70
Shear Strength by Rebar.(V _{Rds})	319.62	213.08	319.62
Shear Strength by Rebar.(V _{Rdmax})	819.00	819.00	819.00
Using Shear Reinf. (A _{sw})	1570.8000	1047.2000	1570.8000
Using Stirrups Spacing	2-P10 @100	2-P10 @150	2-P10 @100
Shear Ratio by Conc	0.9715	0.9524	0.9620
Shear Ratio by (V _{Rds} ; V _{Rdmax})	0.2635	0.3875	0.2609
Check Ratio	0.9715	0.9524	0.9620

3. Stress Check

	END-I		MID		END-J	
	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar
(-) Load Combination No.	16(F)	16(F)	15(F)	15(F)	14(C)	14(C)
Stress(s)	0.00	0.02	0.00	0.02	-0.01	-0.18
Allowable Stress(sa)	0.02	0.32	0.02	0.32	0.02	0.32
Stress Ratio(s/sa)	0.0877	0.0489	0.1202	0.0670	0.4082	0.5695
(+) Load Combination No.	14(C)	14(C)	14(C)	14(C)	14(C)	14(C)
Stress(s)	0.00	0.02	0.01	0.17	0.00	0.03
Allowable Stress(sa)	0.02	0.32	0.02	0.32	0.02	0.32
Stress Ratio(s/sa)	0.1162	0.0648	0.3063	0.5185	0.1611	0.0898

4. Check Linear Creep

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	19(Q)	19(Q)	19(Q)
Stress(s)	0.00	0.00	-0.00
Allowable Stress(sa)	0.01	0.01	0.01
Stress Ratio(s/sa)	0.1167	0.1596	0.3496
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep
(+) Load Combination No.	19(Q)	19(Q)	19(Q)
Stress(s)	0.00	0.00	0.00
Allowable Stress(sa)	0.01	0.01	0.01
Stress Ratio(s/sa)	0.1053	0.1979	0.1670
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep

5. Crack Control

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	13(C)	12(C)	14(C)
Crack Width(w)	0.01	0.02	0.15
Allowable Crack Width(wa)	0.20	0.20	0.20
Check Ratio(w/wa)	0.0584	0.0833	0.7416
(+) Load Combination No.	14(C)	14(C)	14(C)
Crack Width(w)	0.02	0.14	0.02
Allowable Crack Width(wa)	0.20	0.20	0.20
Check Ratio(w/wa)	0.0843	0.6751	0.1169

6. Deflection Control

L/250 = 28.350000 > 1.3707 (LCB:19, POS:3740.6mm from END-I)..... O.K

9.5.-.Travi elevazione 80x30cm

In funzione delle sollecitazioni si è dimensionata opportunamente l'armatura longitudinale della trave perimetrale tipo:

1) Zone d'appoggio:

- Armatura superiore 5 Φ 20
- Armatura inferiore 5 Φ 20

2) Campata:

- Armatura superiore 5 Φ 20
- Armatura inferiore 5 Φ 20

Per la verifica a taglio si è tenuto conto delle sollecitazioni derivanti dall'applicazione del capacity design, ed è stato necessario prevedere la seguente armatura a taglio:

1) Zone d'appoggio:

- Staffe Φ 10/15

2) Campata:

- Staffe Φ 10/20

Si riporta di seguito un prospetto riepilogativo con i valori delle sollecitazioni e delle verifiche effettuate sia allo stato limite ultimo che quello di esercizio:

midas Gen

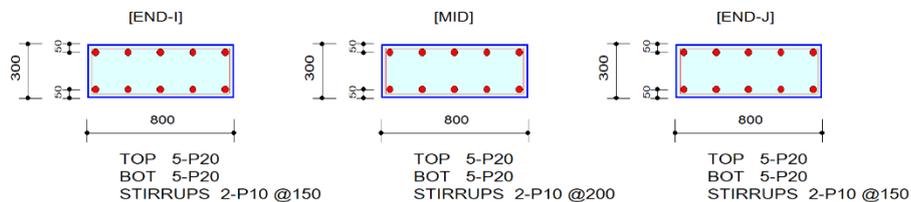
RC Beam Strength Checking Result

Company	Project Title
MIDAS	
Author	File Name
progin	C:\...DITTAINO\FV Dittaino_.mgb

1. Design Information

Design Code	Eurocode2:04 & NTC2018	Unit System	kN, mm
Material Data	fck = 0.028, fyk = 0.4, fyw = 0.4 kN/mm ²		
Section Property	TR_80X30 (No : 5)	Beam Span	8100mm

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	3	10+	2
Moment (M _{Ed})	68657.79	20161.10	69713.39
Factored Strength (M _{Rd})	126537.04	126537.04	126537.04
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.5426	0.1593	0.5509
Neutral Axis (x/d)	0.1938	0.1938	0.1938
(+) Load Combination No.	3	9+	9+
Moment (M _{Ed})	34328.90	46617.33	36295.36
Factored Strength (M _{Rd})	126537.04	126537.04	126537.04
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.2713	0.3684	0.2868
Neutral Axis (x/d)	0.1938	0.1938	0.1938
Using Rebar Top (A _{s_top})	1570.8000	1570.8000	1570.8000
Using Rebar Bot (A _{s_bot})	1570.8000	1570.8000	1570.8000

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	10+	5	10-
Factored Shear Force (V _{Ed})	125.57	104.08	118.88
Shear Strength by Conc.(V _{Rdc})	127.38	127.38	127.38
Shear Strength by Rebar.(V _{Rds})	81.95	61.47	81.95
Shear Strength by Rebar.(V _{Rdmax})	840.00	840.00	840.00
Using Shear Reinf. (A _{sw})	1047.2000	785.4000	1047.2000
Using Stirrups Spacing	2-P10 @150	2-P10 @200	2-P10 @150
Shear Ratio by Conc	0.9858	0.8170	0.9333
Shear Ratio by (V _{Rds} ; V _{Rdmax})	1.5322	1.6932	1.4505
Check Ratio	0.9858	0.8170	0.9333

3. Stress Check

	END-I		MID		END-J	
	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar
(-) Load Combination No.	17(F)	17(F)	17(F)	17(F)	12(C)	12(C)
Stress(s)	0.00	0.02	0.00	0.00	0.00	0.02
Allowable Stress(sa)	0.02	0.32	0.02	0.32	0.02	0.32
Stress Ratio(s/sa)	0.1343	0.0582	0.0336	0.0145	0.1212	0.0525
(+) Load Combination No.	14(C)	14(C)	14(C)	14(C)	14(C)	14(C)
Stress(s)	0.00	0.01	0.00	0.02	0.00	0.02
Allowable Stress(sa)	0.02	0.32	0.02	0.32	0.02	0.32
Stress Ratio(s/sa)	0.0988	0.0428	0.1424	0.0617	0.1100	0.0477

4. Check Linear Creep

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	19(Q)	19(Q)	19(Q)
Stress(s)	0.00	0.00	0.00
Allowable Stress(sa)	0.01	0.01	0.01
Stress Ratio(s/sa)	0.1789	0.0447	0.1413
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep
(+) Load Combination No.	19(Q)	19(Q)	19(Q)
Stress(s)	0.00	0.00	0.00
Allowable Stress(sa)	0.01	0.01	0.01
Stress Ratio(s/sa)	0.0895	0.1392	0.0973
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep

5. Crack Control

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	13(C)	13(C)	12(C)
Crack Width(w)	0.01	0.00	0.01
Allowable Crack Width(wa)	0.20	0.20	0.20
Check Ratio(w/wa)	0.0680	0.0170	0.0660
(+) Load Combination No.	14(C)	14(C)	14(C)
Crack Width(w)	0.01	0.02	0.01
Allowable Crack Width(wa)	0.20	0.20	0.20
Check Ratio(w/wa)	0.0538	0.0776	0.0599

6. Deflection Control

$L/250 = 32.400000 > 2.6729$ (LCB:19, POS:4106.2mm from END-I)..... O.K

9.6.-.Travi elevazione 76x30cm

In funzione delle sollecitazioni si è dimensionata opportunamente l'armatura longitudinale della trave perimetrale tipo:

1) Zone d'appoggio:

- Armatura superiore 5 Φ 20
- Armatura inferiore 5 Φ 20

2) Campata:

- Armatura superiore 5 Φ 20
- Armatura inferiore 5 Φ 20

Per la verifica a taglio si è tenuto conto delle sollecitazioni derivanti dall'applicazione del capacity design, ed è stato necessario prevedere la seguente armatura a taglio:

1) Zone d'appoggio:

- Staffe Φ 10/20

2) Campata:

- Staffe Φ 10/20

Si riporta di seguito un prospetto riepilogativo con i valori delle sollecitazioni e delle verifiche effettuate sia allo stato limite ultimo che quello di esercizio:

midas Gen

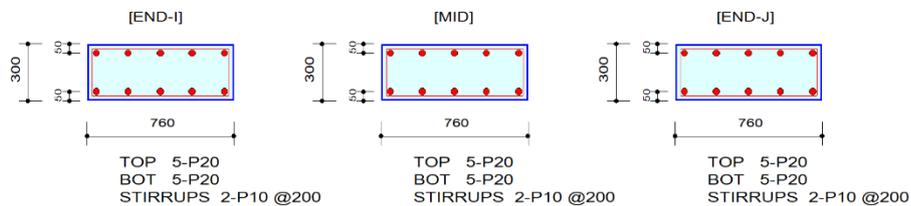
RC Beam Strength Checking Result

MIDAS	Company	Project Title
	progin	C:\...DITTAINO\FV Dittaino_mgb
Author	File Name	

1. Design Information

Design Code	Eurocode2:04 & NTC2018	Unit System	kN, mm
Material Data	fck = 0.028, fyk = 0.4, fyw = 0.4 kN/mm ²		
Section Property	TR_76X30 (No : 6)	Beam Span	2700mm

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	3	10+	10+
Moment (M _{Ed})	36131.09	18115.18	31200.33
Factored Strength (M _{Rd})	125837.68	125837.68	125837.68
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.2871	0.1440	0.2479
Neutral Axis (x/d)	0.1973	0.1973	0.1973
(+) Load Combination No.	2	2	3
Moment (M _{Ed})	35477.26	22850.98	21536.47
Factored Strength (M _{Rd})	125837.68	125837.68	125837.68
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.2819	0.1816	0.1711
Neutral Axis (x/d)	0.1973	0.1973	0.1973
Using Rebar Top (As _{top})	1570.8000	1570.8000	1570.8000
Using Rebar Bot (As _{bot})	1570.8000	1570.8000	1570.8000

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	5	5	5
Factored Shear Force (V _{Ed})	109.78	104.09	111.79
Shear Strength by Conc.(V _{Rdc})	123.10	123.10	123.10
Shear Strength by Rebar.(V _{Rds})	61.47	61.47	61.47
Shear Strength by Rebar.(V _{Rdmax})	798.00	798.00	798.00
Using Shear Reinf. (Asw)	785.4000	785.4000	785.4000
Using Stirrups Spacing	2-P10 @200	2-P10 @200	2-P10 @200
Shear Ratio by Conc	0.8918	0.8456	0.9081
Shear Ratio by (V _{Rds} ; V _{Rdmax})	1.7861	1.6935	1.8187
Check Ratio	0.8918	0.8456	0.9081

3. Stress Check

	END-I		MID		END-J	
	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar
(-) Load Combination No.	14(C)	14(C)	14(C)	14(C)	12(C)	12(C)
Stress(s)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Allowable Stress(sa)	0.02	0.32	0.02	0.32	0.02	0.32
Stress Ratio(s/sa)	0.0223	0.0097	0.0121	0.0052	0.0260	0.0113
(+) Load Combination No.	14(C)	14(C)	14(C)	14(C)	14(C)	14(C)
Stress(s)	0.00	0.01	0.00	0.01	0.00	0.01
Allowable Stress(sa)	0.02	0.32	0.02	0.32	0.02	0.32
Stress Ratio(s/sa)	0.0410	0.0178	0.0500	0.0217	0.0484	0.0210

4. Check Linear Creep

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	19(Q)	19(Q)	19(Q)
Stress(s)	0.00	0.00	0.00
Allowable Stress(sa)	0.01	0.01	0.01
Stress Ratio(s/sa)	0.0176	0.0062	0.0248
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep
(+) Load Combination No.	19(Q)	19(Q)	19(Q)
Stress(s)	0.00	0.00	0.00
Allowable Stress(sa)	0.01	0.01	0.01
Stress Ratio(s/sa)	0.0136	0.0157	0.0124
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep

5. Crack Control

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	14(C)	14(C)	12(C)
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.20	0.20	0.20
Check Ratio(w/wa)	0.0118	0.0064	0.0138
(+) Load Combination No.	14(C)	14(C)	14(C)
Crack Width(w)	0.00	0.01	0.01
Allowable Crack Width(wa)	0.20	0.20	0.20
Check Ratio(w/wa)	0.0217	0.0265	0.0256

6. Deflection Control

$L/250 = 10.800000 > 0.0334$ (LCB:19, POS:1200.0mm from END-I)..... O.K

9.7.-.Travi elevazione 30x65cm

In funzione delle sollecitazioni si è dimensionata opportunamente l'armatura longitudinale della trave perimetrale tipo:

1) Zone d'appoggio:

- Armatura superiore 3 Φ 20
- Armatura inferiore 2 Φ 20

2) Campata:

- Armatura superiore 3 Φ 20
- Armatura inferiore 2 Φ 20

In aggiunta, fuori calcolo, andranno disposti per ogni lato della sezione 2 Φ 14 come ferri di parete.

Per la verifica a taglio si è tenuto conto delle sollecitazioni derivanti dall'applicazione del capacity design, ed è stato necessario prevedere la seguente armatura a taglio:

1) Zone d'appoggio:

- Staffe Φ 10/20

2) Campata:

- Staffe Φ 10/20

Si riporta di seguito un prospetto riepilogativo con i valori delle sollecitazioni e delle verifiche effettuate sia allo stato limite ultimo che quello di esercizio:

midas Gen

RC Beam Strength Checking Result

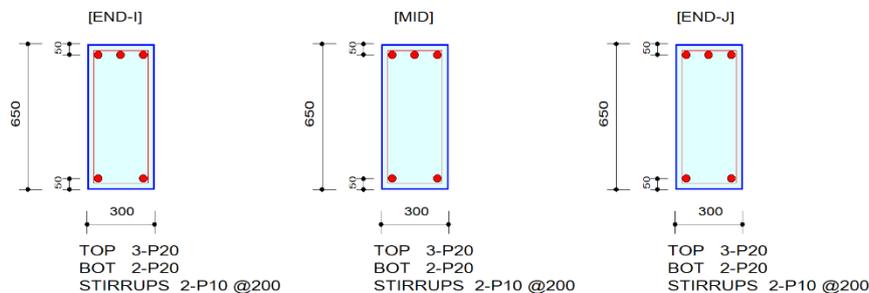
MIDAS	Company	Project Title
	Author	progin

C:\...DITTAINO\FV Dittaino_.mgb

1. Design Information

Design Code	Eurocode2:04 & NTC2018	Unit System	kN, mm
Material Data	fck = 0.028, fyk = 0.4, fyw = 0.4 kN/mm ²		
Section Property	TR_30X65 (No : 7)	Beam Span	5600.01mm

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	10-	10-	9-
Moment (M _{Ed})	99372.16	55896.84	63202.73
Factored Strength (M _{Rd})	186826.79	186826.79	186826.79
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.5319	0.2992	0.3383
Neutral Axis (x/d)	0.0977	0.0977	0.0977
(+) Load Combination No.	10-	9+	9-
Moment (M _{Ed})	49686.08	37832.54	31601.37
Factored Strength (M _{Rd})	126564.76	126564.76	126564.76
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.3926	0.2989	0.2497
Neutral Axis (x/d)	0.0828	0.0828	0.0828
Using Rebar Top (A _{s_top})	942.4800	942.4800	942.4800
Using Rebar Bot (A _{s_bot})	628.3200	628.3200	628.3200

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	5	5	5
Factored Shear Force (V _{Ed})	83.93	62.59	85.99
Shear Strength by Conc.(V _{Rdc})	83.39	83.39	83.39
Shear Strength by Rebar.(V _{Rds})	147.52	147.52	147.52
Shear Strength by Rebar.(V _{Rdmax})	756.00	756.00	756.00
Using Shear Reinf. (A _{sw})	785.4000	785.4000	785.4000
Using Stirrups Spacing	2-P10 @200	2-P10 @200	2-P10 @200
Shear Ratio by Conc	1.0065	0.7506	1.0312
Shear Ratio by (V _{Rds} ; V _{Rdmax})	0.5690	0.4243	0.5829
Check Ratio	0.5690	0.7506	0.5829

3. Stress Check

	END-I		MID		END-J	
	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar
(-) Load Combination No.	19(Q)	19(Q)	19(Q)	19(Q)	14(C)	14(C)
Stress(s)	-0.00	-0.15	0.00	0.02	0.00	0.02
Allowable Stress(sa)	0.02	0.32	0.02	0.32	0.02	0.32
Stress Ratio(s/sa)	0.2770	0.4649	0.1027	0.0548	0.1050	0.0560
(+) Load Combination No.	19(Q)	19(Q)	14(C)	14(C)	14(C)	14(C)
Stress(s)	0.00	0.02	0.00	0.01	0.00	0.01
Allowable Stress(sa)	0.02	0.32	0.02	0.32	0.02	0.32
Stress Ratio(s/sa)	0.0887	0.0503	0.0581	0.0329	0.0510	0.0290

4. Check Linear Creep

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	19(Q)	19(Q)	19(Q)
Stress(s)	-0.00	0.00	0.00
Allowable Stress(sa)	0.01	0.01	0.01
Stress Ratio(s/sa)	0.3693	0.1370	0.0838
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep
(+) Load Combination No.	19(Q)	19(Q)	19(Q)
Stress(s)	0.00	0.00	0.00
Allowable Stress(sa)	0.01	0.01	0.01
Stress Ratio(s/sa)	0.1183	0.0592	0.0592
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep

5. Crack Control

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	14(C)	14(C)	14(C)
Crack Width(w)	0.12	0.01	0.01
Allowable Crack Width(wa)	0.20	0.20	0.20
Check Ratio(w/wa)	0.6054	0.0713	0.0729
(+) Load Combination No.	14(C)	14(C)	14(C)
Crack Width(w)	0.02	0.01	0.01
Allowable Crack Width(wa)	0.20	0.20	0.20
Check Ratio(w/wa)	0.0819	0.0536	0.0471

6. Deflection Control

L/250 = 22.400036 > 2.6399 (LCB:19, POS:5600.0mm from END-I)..... O.K

9.8.-.Travi elevazione 30x50cm

In funzione delle sollecitazioni si è dimensionata opportunamente l'armatura longitudinale della trave perimetrale tipo:

1) Zone d'appoggio:

- Armatura superiore 3 Φ 20
- Armatura inferiore 2 Φ 20

2) Campata:

- Armatura superiore 3 Φ 20
- Armatura inferiore 2 Φ 20

In aggiunta, fuori calcolo, andranno disposti per ogni lato della sezione 1 Φ 14 come ferri di parete.

Per la verifica a taglio si è tenuto conto delle sollecitazioni derivanti dall'applicazione del capacity design, ed è stato necessario prevedere la seguente armatura a taglio:

1) Zone d'appoggio:

- Staffe Φ 10/20

2) Campata:

- Staffe Φ 10/20

Si riporta di seguito un prospetto riepilogativo con i valori delle sollecitazioni e delle verifiche effettuate sia allo stato limite ultimo che quello di esercizio:

midas Gen

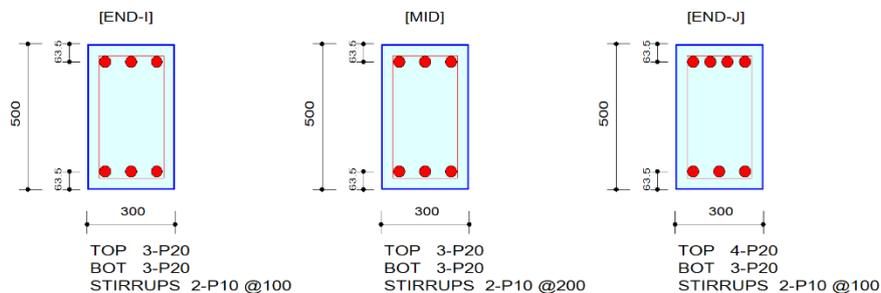
RC Beam Strength Checking Result

Company	Project Title
MIDAS	
Author	File Name
progin	C:\...DITTAINO\FV Dittaino_.mgb

1. Design Information

Design Code	Eurocode2:04 & NTC2018	Unit System	kN, mm
Material Data	fck = 0.028, fyk = 0.4, fyw = 0.4 kN/mm ²		
Section Property	TR_30x50 (No : 9)	Beam Span	6660mm

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	10+	10+	10+
Moment (M _{Ed})	44720.73	38567.71	154270.84
Factored Strength (M _{Rd})	133208.57	133208.57	173468.16
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.3357	0.2895	0.8893
Neutral Axis (x/d)	0.1523	0.1523	0.1714
(+) Load Combination No.	9+	9+	10+
Moment (M _{Ed})	69037.62	84138.41	77135.42
Factored Strength (M _{Rd})	133208.57	133208.57	132766.13
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.5183	0.6316	0.5810
Neutral Axis (x/d)	0.1523	0.1523	0.1509
Using Rebar Top (A _{s_top})	942.4800	942.4800	1256.6400
Using Rebar Bot (A _{s_bot})	942.4800	942.4800	942.4800

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	5	6+	5
Factored Shear Force (V _{Ed})	107.41	67.38	129.57
Shear Strength by Conc.(V _{Rdc})	71.71	71.71	78.92
Shear Strength by Rebar.(V _{Rds})	214.64	107.32	214.64
Shear Strength by Rebar.(V _{Rdmax})	549.99	549.99	549.99
Using Shear Reinf. (A _{sw})	1570.8000	785.4000	1570.8000
Using Stirrups Spacing	2-P10 @100	2-P10 @200	2-P10 @100
Shear Ratio by Conc	1.4979	0.9396	1.6416
Shear Ratio by (V _{Rds} ; V _{Rdmax})	0.5004	0.6278	0.6036
Check Ratio	0.5004	0.9396	0.6036

3. Stress Check

	END-I		MID		END-J	
	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar
(-) Load Combination No.	11(C)	11(C)	11(C)	11(C)	11(C)	11(C)
Stress(s)	0.00	0.01	0.00	0.01	-0.01	-0.18
Allowable Stress(sa)	0.02	0.32	0.02	0.32	0.02	0.32
Stress Ratio(s/sa)	0.0843	0.0409	0.0843	0.0409	0.4799	0.5682
(+) Load Combination No.	11(C)	11(C)	11(C)	11(C)	11(C)	11(C)
Stress(s)	0.01	0.14	0.01	0.15	0.00	0.03
Allowable Stress(sa)	0.02	0.32	0.02	0.32	0.02	0.32
Stress Ratio(s/sa)	0.3295	0.4474	0.3512	0.4721	0.1609	0.0808

4. Check Linear Creep

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	19(Q)	19(Q)	19(Q)
Stress(s)	0.00	0.00	-0.01
Allowable Stress(sa)	0.01	0.01	0.01
Stress Ratio(s/sa)	0.1053	0.1053	0.5858
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep
(+) Load Combination No.	19(Q)	19(Q)	19(Q)
Stress(s)	0.00	0.00	0.00
Allowable Stress(sa)	0.01	0.01	0.01
Stress Ratio(s/sa)	0.2280	0.2338	0.2011
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep

midas Gen

RC Beam Serviceability Checking Result

Company	Project Title
MIDAS	
Author	File Name
progin	C:\...DITTAINO\FV Dittaino_.mgb

5. Crack Control

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	11(C)	11(C)	11(C)
Crack Width(w)	0.01	0.01	0.17
Allowable Crack Width(wa)	0.20	0.20	0.20
Check Ratio(w/wa)	0.0615	0.0615	0.8668
(+) Load Combination No.	11(C)	11(C)	11(C)
Crack Width(w)	0.13	0.14	0.02
Allowable Crack Width(wa)	0.20	0.20	0.20
Check Ratio(w/wa)	0.6730	0.7101	0.1222

6. Deflection Control

$L/250 = 26.640000 > 1.6057$ (LCB:19, POS:3330.0mm from END-I)..... O.K

9.9.-..Pilastrì (30x50)

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

1) Lato corto:

- Armatura superiore 3 Φ 20
- Armatura inferiore 3 Φ 20

2) Lato lungo:

- Armatura superiore 4 Φ 20
- Armatura inferiore 4 Φ 20

Per la verifica a taglio si è tenuto conto delle sollecitazioni derivanti dall'applicazione del capacity design, ed è stato necessario prevedere la seguente armatura a taglio che rispetta ampiamente le prescrizioni relative ai dettagli costruttivi degli elementi in c.a. proposti dalle NTC-2018 al punto 4.1.6.

1) Zone in prossimità del nodo:

- Staffe Φ 10/20

2) Zona centrale:

- Staffe Φ 10/20

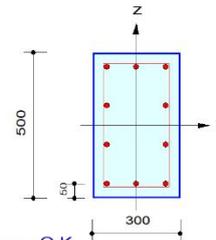
Si riporta di seguito un prospetto riepilogativo con i valori delle sollecitazioni e delle verifiche effettuate sia allo stato limite ultimo che quello di esercizio:

midas Gen RC Column Checking Result

	Company		Project Title	
	Author	progin	File Name	C:\...\DITTAINO\FV Dittaino_.mgb

1. Design Condition

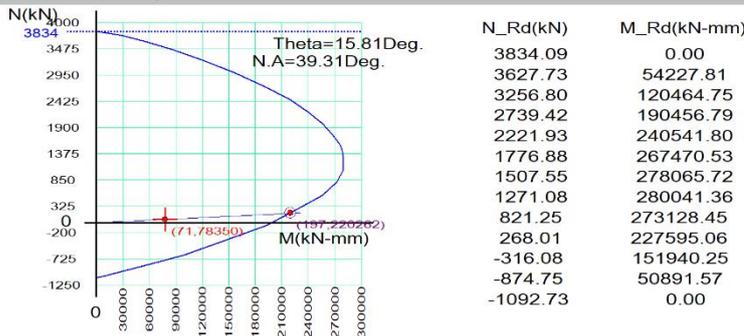
Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018 UNIT SYSTEM kN, mm
 Member Number: 54 (PM), 56 (Shear)
 Material Data : f_{ck} = 0.028, f_{yk} = 0.4, f_{yw} = 0.4 kN/mm²
 Column Height : 6800 mm
 Section Property: PIL_30x50 (No : 1)
 Rebar Pattern : 10 - 4 - P20 Ast = 3141.6 mm² (R_host = 0.021)



2. Design for Axial and Flexure

Load Combination : 3 (J)
 Concentric Max. Axial Load N_{Rdmax} = 3834.09 kN
 Axial Load Ratio N_{Ed} / N_{Rd} = 71.1376 / 197.360 = 0.360 < 1.000 O.K
 Moment Ratio M_{Ed} / M_{Rd} = 78349.5 / 220262 = 0.356 < 1.000 O.K
 M_{Edy} / M_{Rdy} = 75211.9 / 211928 = 0.355 < 1.000 O.K
 M_{Edz} / M_{Rdz} = 21950.4 / 60015.6 = 0.366 < 1.000 O.K
 Normalized Axial Load Ratio Nu_d / 0.65 = 0.031 / 0.650 = 0.048 < 1.000 O.K

M-N Interaction Diagram



3. Design for Shear

[END]	y : 3 (J)	z : 3 (J)
Applied Shear Force (V _{Ed})	40.4598 kN	74.4869 kN
Shear Ratio (V _{Ed} /V _{Rdc})	40.4598 / 97.0070 = 0.417	74.4869 / 90.4361 = 0.824
Shear Ratio (V _{Ed} /V _{Rds})	40.4598 / 61.4661 = 0.658	74.4869 / 110.639 = 0.673
Shear Ratio (V _{Ed} /V _{Rdmax})	40.4598 / 525.000 = 0.077	74.4869 / 567.000 = 0.131
Shear Ratio	0.417 < 1.000 O.K	0.824 < 1.000 O.K
Asw-H _{use}	0.00079 mm ² /m, 2-P10 @200	0.00079 mm ² /m, 2-P10 @200
[MIDDLE]	y : 3 (1/2)	z : 3 (1/2)
Applied Shear Force (V _{Ed})	40.4598 kN	74.4869 kN
Shear Ratio (V _{Ed} /V _{Rdc})	40.4598 / 98.6008 = 0.410	74.4869 / 92.1573 = 0.808
Shear Ratio (V _{Ed} /V _{Rds})	40.4598 / 61.4661 = 0.658	74.4869 / 110.639 = 0.673
Shear Ratio (V _{Ed} /V _{Rdmax})	40.4598 / 525.000 = 0.077	74.4869 / 567.000 = 0.131
Shear Ratio	0.410 < 1.000 O.K	0.808 < 1.000 O.K
Asw-H _{use}	0.00079 mm ² /m, 2-P10 @200	0.00079 mm ² /m, 2-P10 @200

4. Serviceability : Stress Limit Check

	Load Combination	Stress(s)	Allowable Stress(sa)	Stress Ratio(s/sa)
Concrete (Tensile)	13(C)	-0.00	0.00	0.6838
Concrete (Compression)	11(C)	0.00	0.02	0.1714
	19(Q)	0.00	0.01	0.1807
Rebar	12(C)	0.02	0.32	0.0579
Check Linear Creep	19(Q)	0.00	0.01	Linear Creep

9.10.-..Pilastrì (30x80)

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

1) Lato corto:

- Armatura superiore 3 Φ 20
- Armatura inferiore 3 Φ 20

2) Lato lungo:

- Armatura superiore 6 Φ 20
- Armatura inferiore 6 Φ 20

Per la verifica a taglio si è tenuto conto delle sollecitazioni derivanti dall'applicazione del capacity design, ed è stato necessario prevedere la seguente armatura a taglio che rispetta ampiamente le prescrizioni relative ai dettagli costruttivi degli elementi in c.a. proposti dalle NTC-2018 al punto 4.1.6.

1) Zone in prossimità del nodo:

- Staffe Φ 12/10

2) Zona centrale:

- Staffe Φ 12/20

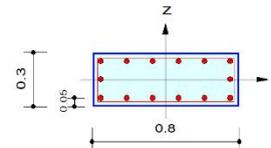
Si riporta di seguito un prospetto riepilogativo con i valori delle sollecitazioni e delle verifiche effettuate sia allo stato limite ultimo che quello di esercizio:

midas Gen RC Column Checking Result

MIDAS	Company	Project Title
	progin	C:\...\FV Dittaino_fond.mgb
Author	File Name	
progin	C:\...\FV Dittaino_fond.mgb	

1. Design Condition

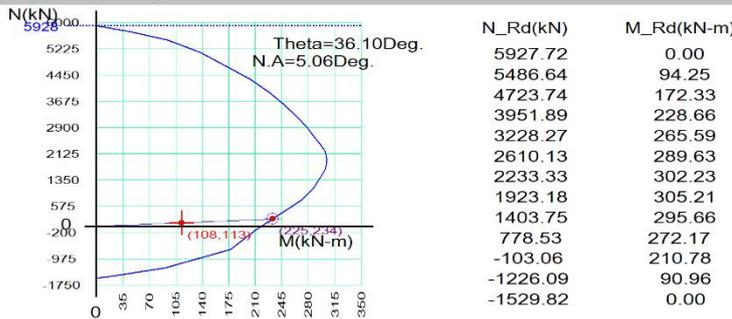
Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018 UNIT SYSTEM kN, m
 Member Number: 46 (PM), 46 (Shear)
 Material Data : fck = 28000, fyk = 400000, fyw = 400000 KPa
 Column Height : 2.45 m
 Section Property: PIL_80x30 (No : 2)
 Rebar Pattern : 14 - 3 - P20 Ast = 0.00439824 m² (Rhost = 0.018)



2. Design for Axial and Flexure

Load Combination : 5 (I)
 Concentric Max. Axial Load N_Rdmax = 5927.72 kN
 Axial Load Ratio N_Ed / N_Rd = 108.307 / 225.098 = 0.481 < 1.000 O.K
 Moment Ratio M_Ed / M_Rd = 113.387 / 233.820 = 0.485 < 1.000 O.K
 M_Edy / M_Rdy = 91.7545 / 188.935 = 0.486 < 1.000 O.K
 M_Edz / M_Rdz = 66.6156 / 137.751 = 0.484 < 1.000 O.K
 Normalized Axial Load Ratio Nu_d / 0.65 = 0.034 / 0.650 = 0.052 < 1.000 O.K

M-N Interaction Diagram



3. Design for Shear

[END]	y : 2 (J)	z : 2 (J)
Applied Shear Force (V_Ed)	482.859 kN	166.702 kN
Shear Ratio (V_Ed/V_Rdc)	482.859 / 142.439 = 3.390	166.702 / 159.440 = 1.046
Shear Ratio (V_Ed/V_Rds)	482.859 / 531.078 = 0.909	166.702 / 177.026 = 0.942
Shear Ratio (V_Ed/V_Rdmax)	482.859 / 945.000 = 0.511	166.702 / 840.000 = 0.198
Shear Ratio	0.909 < 1.000 O.K	0.942 < 1.000 O.K
Asw-H_use	0.00226 m ² /m, 2-P12 @100	0.00226 m ² /m, 2-P12 @100
[MIDDLE]	y : 2 (1/2)	z : 2 (1/2)
Applied Shear Force (V_Ed)	482.859 kN	166.702 kN
Shear Ratio (V_Ed/V_Rdc)	482.859 / 143.473 = 3.366	166.702 / 160.359 = 1.040
Shear Ratio (V_Ed/V_Rds)	482.859 / 531.078 = 0.909	166.702 / 177.026 = 0.942
Shear Ratio (V_Ed/V_Rdmax)	482.859 / 945.000 = 0.511	166.702 / 840.000 = 0.198
Shear Ratio	0.909 < 1.000 O.K	0.942 < 1.000 O.K
Asw-H_use	0.00226 m ² /m, 2-P12 @100	0.00226 m ² /m, 2-P12 @100

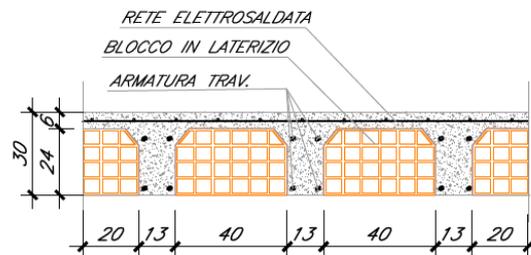
4. Serviceability : Stress Limit Check

	Load Combination	Stress(s)	Allowable Stress(sa)	Stress Ratio(s/sa)
Concrete (Tensile)	15(F)	-1359.31	3596.14	0.3780
Concrete (Compression)	17(F)	2255.26	16800.00	0.1342
	19(Q)	2225.06	12600.00	0.1766
Rebar	15(F)	13211.59	320000.00	0.0413
Check Linear Creep	19(Q)	2225.06	12600.00	Linear Creep

10.-..VERIFICA SOLAIO

10.1.-..Solaio copertura fabbricato viaggiatori

Il solaio di copertura del fabbricato viaggiatori è del tipo laterocementizio realizzato mediante pignatte in laterizio (b=40cm h=24cm) con travetti gettati in opera (b=13cm e h=24cm), completato da una soletta di cls di 6 cm per uno spessore totale di 30cm.



10.1.1.-..Analisi dei carichi

Per l'analisi dettagliata dei carichi si rimanda ai paragrafi precedenti, si riportano direttamente le azioni agenti sul solaio di copertura utilizzate per il calcolo

- Peso proprio (G_1) = 4.23 kN/m²
- Permanenti (G_2) = 1.86 kN/m²
- Accidentale cat. H1 (Q_{H1}) = 0.50 kN/m²

10.1.2.-..Calcolo delle massime sollecitazioni agenti

Si considera come schema statico una trave continua a cinque appoggi, le campate hanno tutte luci pari a 2.70m. Si riporta lo schema di calcolo e le sollecitazioni massime per le combinazioni più significative:

Luci e carichi

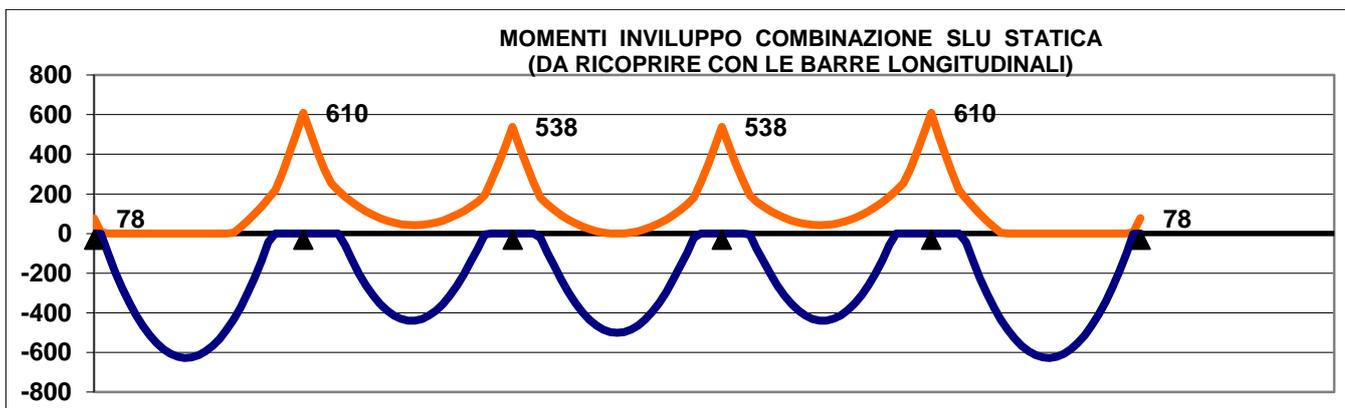
Luci (m)	L	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	-
Permanenti compiutamente definiti (daN/m)	g1	-	423	423	423	423	423
Permanenti non-compiutamente definiti (daN/m)	g2	-	186	186	186	186	186

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FV02 00 002	A	74 di 99

Variabili (daN/m)
Carichi totali (daN/m)
**Momenti d'incastro negativi
alle due estremità
Momenti adottati alle due
estremità**

q	-	50	50	50	50	50	-
tot	-	657	657	657	657	657	-
x sx	p/2/					p/2/	72
Mtot sx							-67



Ridistribuzione momenti comb. ultima

Ridistribuzione desiderata	1-δ	<input type="text" value="15%"/>					
Rapporti fra le luci delle campate		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Ridistribuzione applicata		15%	15%	15%	15%	15%	15%

Categoria del carico variabile

Cat. H Coperture	ψ/2	0.0
	ψ/1	0.0
	ψ/0	0.0

1: COMBINAZIONE ULTIMA

Momenti Max -	-78	-610	-538	-538	-610	-78
Momenti Max +	627	439	501	439	627	
Tagli dx Max	1072	1363	1333	1291	1449	0
Tagli sx Max	0	1449	1291	1333	1363	1072
Reazioni Max	1072	2812	2624	2624	2812	1072

2: COMBINAZIONE RARA

Momenti Max -	-67	-511	-435	-435	-511	-67
Momenti Max +	379	242	285	242	379	
Tagli dx Max	765	971	944	911	1052	0
Tagli sx Max	0	1052	911	944	971	765
Reazioni Max	765	2023	1855	1855	2023	765

3: COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

Momenti Max -	-61	-469	-395	-395	-469	-61
Momenti Max +	345	213	254	213	345	
Tagli dx Max	702	891	864	833	970	0
Tagli sx Max	0	970	833	864	891	702
Reazioni Max	702	1862	1697	1697	1862	702

Materiali

Calcestruzzo	Classe	C25/30
Acciaio	Tipo	B450C

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FV02 00 002	A	75 di 99

Dati geometrici

Diametro delle barre longitudinali superiori (mm)	ϕ	12	12
Diametro delle barre longitudinali inferiori (mm)	ϕ	12	12
Diametro delle staffe (mm)	ϕ	8	8
Numero bracci delle staffe	nb	2	2
Ricoprimento di calcestruzzo sulle staffe (cm)	c	3.0	3
Copriferro di calcolo (cm)	h'	4.4	4.4

Armatura appoggi			2 ϕ 12					
			2 ϕ 12					
Momento sollecitante (daN*m)	Med		78	610	538	538	610	78
Momento resistente (daN*m)	Mrd		771	771	771	771	771	771
indice di verifica	f		9.94	1.26	1.43	1.43	1.26	9.94
Asse neutro (cm)	xc		3	3	3	3	3	3
Sforzo acciaio (daN/cm ²)	σ_s		3913	3913	3913	3913	3913	3913
Sforzo calcestruzzo (daN/cm ²)	σ_c		-141.1	-141.1	-141.1	-141.1	-141.1	-141.1
Deformazione acciaio	ϵ_s		1.523%	1.523%	1.523%	1.523%	1.523%	1.523%
Deformazione calcestruzzo	ϵ_c		-0.350%	-0.350%	-0.350%	-0.350%	-0.350%	-0.350%
Campo di rottura	n.		3	3	3	3	3	3
Ridistribuzione massima consentita	1- δ		30%	30%	30%	30%	30%	30%
Controllo ridistribuzione	1- δ		si	si	si	si	si	si
Armatura campate			2 ϕ 12					
Momento sollecitante (daN*m)	Med		627	439	501	439	627	
Momento resistente (daN*m)	Mrd		1301	771	771	771	1301	
indice di verifica	f		2.07	1.76	1.54	1.76	2.07	
Asse neutro (cm)	xc		4	3	3	3	4	
Sforzo acciaio (daN/cm ²)	σ_s		3913	3913	3913	3913	3913	
Sforzo calcestruzzo (daN/cm ²)	σ_c		-141.1	-141.1	-141.1	-141.1	-141.1	
Deformazione acciaio	ϵ_s		1.168%	1.523%	1.523%	1.523%	1.168%	
Deformazione calcestruzzo	ϵ_c		-0.350%	-0.350%	-0.350%	-0.350%	-0.350%	
Campo di rottura	n.		3	3	3	3	3	

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FV02 00 002	A	76 di 99

Armatura appoggi							
Controllo As min: $0,26fctm/fykBd - 0,0013Bd$			si	si	si	si	si
+	-		-	-	-	-	-
sup.	Ø12		2	2	2	2	2
inf.	Ø12		2	2	2	2	2
+	-		-	-	-	-	-
Controllo armatura per taglio agli estremi			si				si
1: VERIFICHE IN COMBINAZIONE ULTIMA							
Momento sollecitante (daN*m)	Med		78	610	538	538	610
Momento resistente (daN*m)	Mrd		1310	1310	1310	1310	1310
indice di verifica	f		16.88	2.15	2.43	2.43	2.15
Asse neutro (cm)	xc		4	4	4	4	4
Sforzo acciaio (daN/cm ²)	σ.s		3913	3913	3913	3913	3913
Sforzo calcestruzzo (daN/cm ²)	σ.c		-141.1	-141.1	-141.1	-141.1	-141.1
Deformazione acciaio	ε.s		1.077%	1.077%	1.077%	1.077%	1.077%
Deformazione calcestruzzo	ε.c		-0.350%	-0.350%	-0.350%	-0.350%	-0.350%
Campo di rottura	n.		3	3	3	3	3
Ridistribuzione massima consentita	1-δ		25%	25%	25%	25%	25%
Controllo redistribuzione	1-δ		si	si	si	si	si
2: VERIFICHE IN COMBINAZIONE RARA							
	σs limite		3600	3600	3600	3600	3600
	σs		214	1646	1402	1402	1646
indice di verifica lato acciaio	f		16.81	2.19	2.57	2.57	2.19
	σc limite		149.4	149.4	149.4	149.4	149.4
	σc		6.9	52.9	45.0	45.0	52.9
indice di verifica lato cls	f		21.72	2.83	3.32	3.32	2.83
3: VERIFICHE IN COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE							
	σc limite		112.1	112.1	112.1	112.1	112.1
	σc		6.4	48.5	40.8	40.8	48.5
indice di verifica lato cls	f		17.63	2.31	2.74	2.74	2.31

Armatura campate							
+	-		-	-	-	-	-
sup.	Ø12		2	2	2	2	2
inf.	Ø12		2	2	2	2	2
+	-		-	-	-	-	-
Controllo As min: $0,26fctm/fykBd - 0,0013Bd$			si	si	si	si	si
1: VERIFICHE IN COMBINAZIONE ULTIMA							
Momento sollecitante (daN*m)	Med		627	439	501	439	627
Momento resistente (daN*m)	Mrd		1310	1310	1310	1310	1310
indice di verifica	f		2.09	2.98	2.61	2.98	2.09
Asse neutro (cm)	xc		4	4	4	4	4
Sforzo acciaio (daN/cm ²)	σ.s		3913	3913	3913	3913	3913
Sforzo calcestruzzo (daN/cm ²)	σ.c		-141.1	-141.1	-141.1	-141.1	-141.1
Deformazione acciaio	ε.s		1.077%	1.077%	1.077%	1.077%	1.077%
Deformazione calcestruzzo	ε.c		-0.350%	-0.350%	-0.350%	-0.350%	-0.350%
Campo di rottura	n.		3	3	3	3	3
2: VERIFICHE IN COMBINAZIONE RARA							
	σs limite		3600	3600	3600	3600	3600
	σs		1219	778	918	778	1219
indice di verifica lato acciaio	f		2.95	4.63	3.92	4.63	2.95
	σc limite		149.4	149.4	149.4	149.4	149.4
	σc		39.2	25.0	29.5	25.0	39.2
indice di verifica lato cls	f		3.82	5.98	5.07	5.98	3.82
3: VERIFICHE IN COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE							
	σc limite		112.1	112.1	112.1	112.1	112.1
	σc		35.6	22.0	26.3	22.0	35.6
indice di verifica lato cls	f		3.15	5.09	4.27	5.09	3.15

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FV02 00 002	A	77 di 99

Staffe

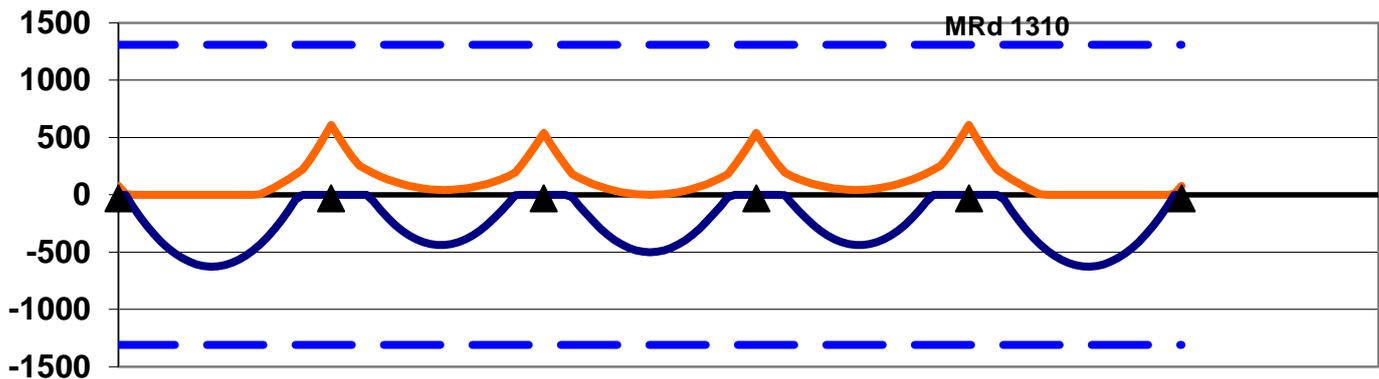
Diametro delle staffe (mm)	ϕ	8			
Numero bracci delle staffe	nb	2			
Inclinazione puntoni di calcestruzzo (gradi)	θ	33.7	1.50	cotg(θ)	

Staffe per l'analisi									
passo da regolamento	p	-	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5	-
passo di calcolo per tagli di destra	p _{calc}	-	77.3	60.8	62.2	64.2	57.2	-	-
passo di calcolo per tagli di sinistra	p _{calc}	-	57.2	64.2	62.2	60.8	77.3	-	-
taglio resistente lato calcestruzzo	VR _{cd}	-	11891	11891	11891	11891	11891	-	-
indice di verifica lato calcestruzzo	f	-	8.21	8.73	8.92	8.73	8.21	-	-
Modifica staffatura									
passo adottato in campata	p	-	12	12	12	12	12	-	-
passo di calcolo per tagli di destra	p ₁	-	77.3	60.8	62.2	64.2	57.2	-	-
distanza minima per tagli di destra	d ₁	-	-	-	-	-	-	-	-
passo di calcolo per tagli di sinistra	p ₂	-	57.2	64.2	62.2	60.8	77.3	-	-
distanza minima per tagli di sinistra	d ₂	-	-	-	-	-	-	-	-
controllo		-	sì	sì	sì	sì	sì	-	-

Momenti involuppo (vedi grafico)

	ϕ	n.
armatura tesa	$\phi 12$	2
armatura compressa	$\phi 12$	2
base (cm)	B	26
altezza (cm)	H	20
copriferro di calcolo (cm)	c	4.4
momento resistente (daN*m)	MR _d	1310

MOMENTI INVILUPPO COMBINAZIONE SLU STATICA (DA RICOPRIRE CON LE BARRE LONGITUDINALI)



10.2.-..Solaio copertura accesso al fabbricato viaggiatori

Il solaio di copertura dell'accesso al fabbricato viaggiatori è realizzato mediante una soletta

RELAZIONE DI CALCOLO

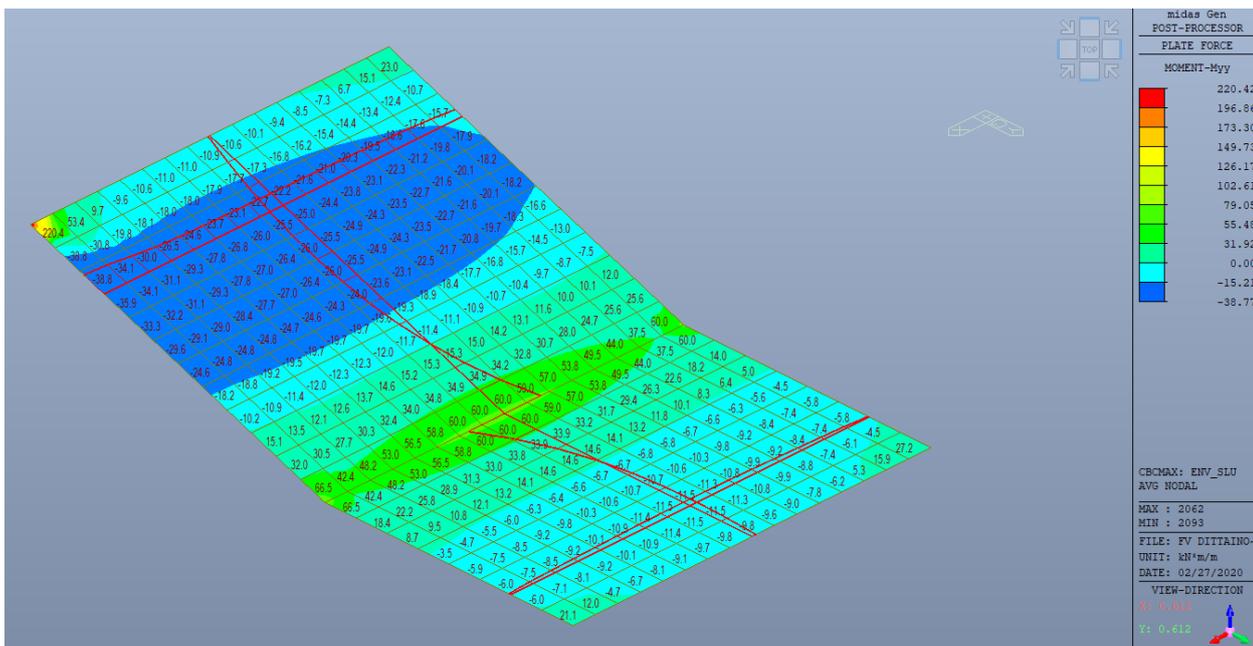
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FV02 00 002	A	78 di 99

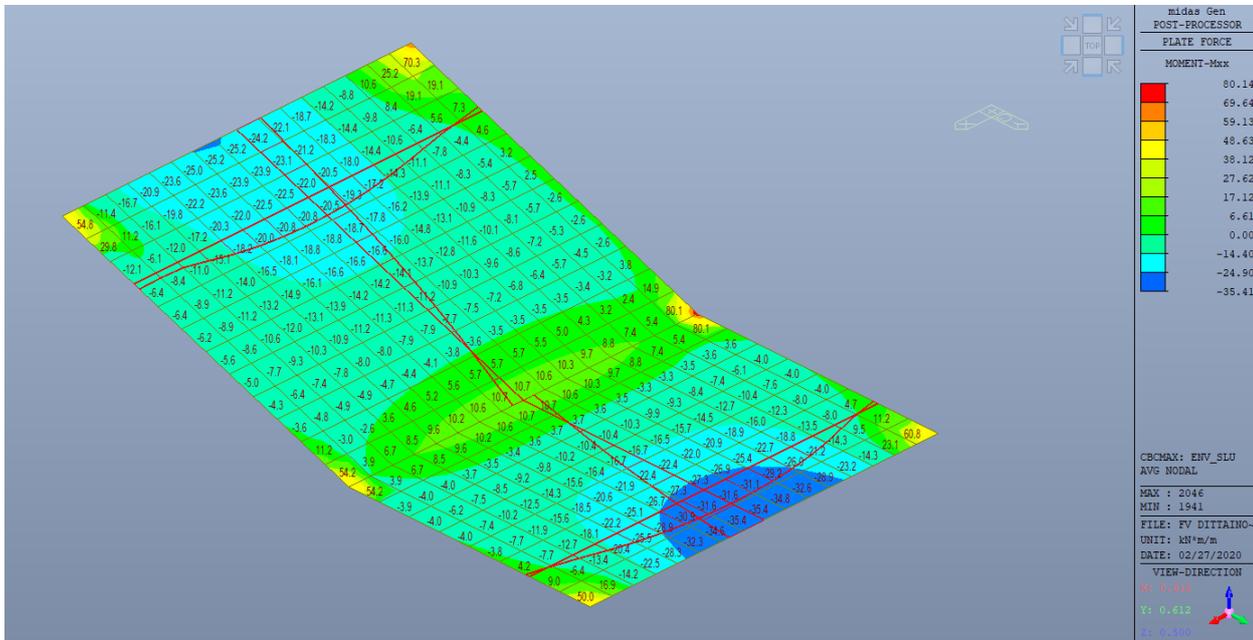
piena di calcestruzzo di spessore 30cm. Nel modello di calcolo è stato schematizzato come un elemento “plate”.

Le verifiche sono state fatte considerando due sezioni ortogonali e le sollecitazioni per una fascia di 1m. Trascurando gli accumuli di tensione in alcuni punti, il momento sollecitante maggiore per lo SLU risulta pari:

$$M_y = 59.9 \text{ kNm/m}$$

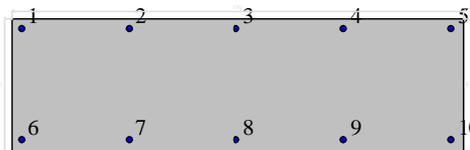
$$M_x = 31.6 \text{ kNm/m}$$





Come sezione reagente è stata considerata una sezione rettangolare di larghezza 1m e altezza 30 cm armata con 5 Φ 16 superiori e inferiori in entrambe le direzioni per ogni metro di sezione, di seguito si riportano le verifiche effettuate:

Dati di input



Dati generali

Unità di misura daN, cm

Primo limite deformativo del cls -.002

Secondo limite deformativo del cls -.0035

Limite deformativo dell'acciaio .01

Molt. gamma c in compressione semplice 1.25

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FV02 00 002	A	80 di 99

Conglomerati di cls

Poligono 1 (pieno)

fcd -170 daN/cm²

fctd 20 daN/cm²

E_c 140000 daN/cm²

Materiale : C30/37

deformazione iniziale impressa:

Tetha X = 0

Tetha Y = 0

Epsilon(0,0)= 0

n°	X(cm)	Y(cm)
1	-50.	-15.
2	-50.	15.
3	50.	15.
4	50.	-15.

Armature

n°	Ø(mm)	X(cm)	Y(cm)	Eps.iniz.	pol.	tipo
1	16.	-47.5	12.5	0.	1	b450c
2	16.	-23.75	12.5	0.	1	b450c
3	16.	0.	12.5	0.	1	b450c
4	16.	23.75	12.5	0.	1	b450c
5	16.	47.5	12.5	0.	1	b450c
6	16.	-47.5	-12.5	0.	1	b450c
7	16.	-23.75	-12.5	0.	1	b450c
8	16.	0.	-12.5	0.	1	b450c
9	16.	23.75	-12.5	0.	1	b450c
10	16.	47.5	-12.5	0.	1	b450c

Verifiche di stato limite ultimo

RELAZIONE DI CALCOLO

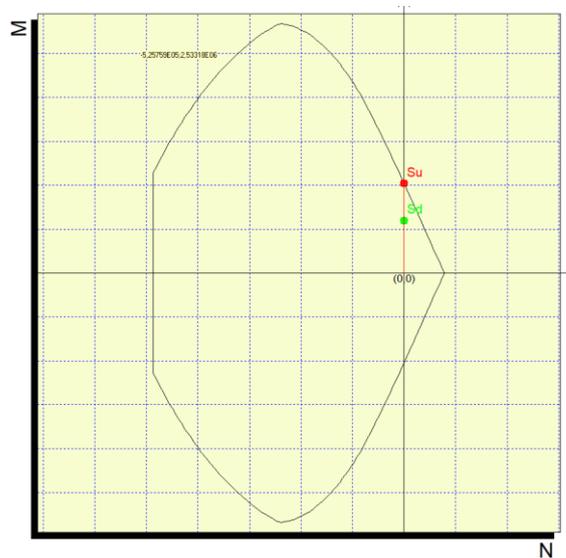
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FV02 00 002	A	81 di 99

Unità di misura daN, cm

Sollecitazioni riferite al baricentro

Coefficiente di sicurezza a rapporto M_x/M_y costante

$M_x(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$M_y(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$N(\text{daN})$	$M_{xu}(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$M_{yu}(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$N_u(\text{daN})$	c.s.
-599000,0	0,0	0,0	-1023228,4	0,0	0,0	1,7082277



La verifica risulta ampiamente soddisfatta con un coefficiente di sicurezza di M_{Ed}/M_{rd} pari a 1.7
Per la verifica a taglio non risulta necessario progettare un'apposita armatura a taglio in quanto la resistenza senza armatura è maggiore del taglio sollecitante come riportato nei seguenti calcoli:

Caratteristiche della sezione

GEOMETRIA

$H =$	30	cm	altezza sezione
$b_w =$	100	cm	larghezza sezione
$h' =$	4	cm	copriferro
$d =$	26	cm	altezza utile

ARMATURA TESA

$\phi =$	16	mm	diametro armatura
$n^\circ =$	5		numero barre
$A_s =$	10.0	cm^2	area dell'armatura tesa
$\rho_l =$	0.0033		rapporto geometrico d'armatura longitudinale ($\leq 0,02$)

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FV02 00 002	A	82 di 99

AZIONI DI COMPRESSIONE

$N_{Ed} = 0$ kN valore di calcolo della compressione assiale (se presente)

$\sigma_{cp} = 0.00$ Mpa tensione media di compressione

Resistenza senza armatura a taglio

RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO $V_{Rd} = 130$ kN

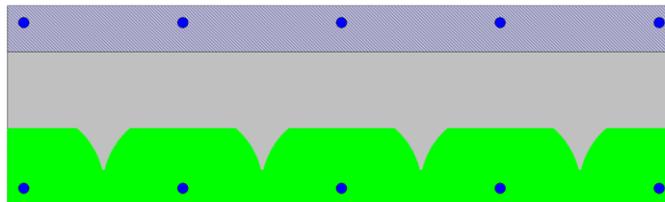
$V_{rd} > V_{ed} = 30.0$ kN

Per la verifica a fessurazione agli SLE sono state considerate le stesse sezioni, il momento sollecitante nella condizione rara risulta pari a:

$M=42.4$ kNm/m

Si è proceduto al calcolo dell'ampiezza delle fessure come previsto dalle NTC2018

Mx	My	N	Es/Ec	Wm(mm)	Wk(mm)	Sm(mm)	Epsilon	fctd	K2	K3	Beta1	Beta2
-424000	0	0	15	0.0532	0.0904	166	3.1955E-04	20.3	0.4	0.125	1	0.8



L'ampiezza della fessura è $w_m = 0.09$ mm < 0.2 mm. La verifica è soddisfatta.

Si riportano di seguito le verifiche tensionali effettuate sempre considerando il momento sollecitante della combinazione rara:

Sollecitazioni:

Mx(daN* cm)	My(daN* cm)	N(daN)	$\sigma_{c,max}$ (daN/ cmq)	$\sigma_{c,min}$ (daN/ cmq)	$\sigma_{f,max}$ (daN/ cmq)	$\sigma_{f,min}$ (daN/c mq)	$\sigma_{p,max}$ (daN/ cmq)	$\sigma_{p,min}$ (daN/ cmq)
-424000	0	0	0.0	-37.9	1677.6	-364.5	0.0	0.0

Deformazioni:

DEps(0,0)	DTethaX	DTethaY	Ec min	Ec max	Ef max

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FV02 00 002	A	83 di 99

3,126397E-04	-3,889876E-05	-3,150536E-23	-2,70842E-04	8,96121E-04	7,98874E-04
--------------	---------------	---------------	--------------	-------------	-------------

Hutile (d)=27,5

X asse n.=6,96273312 cm

X/d =0,253190295

Le verifiche risultano soddisfatte in quanto la $\sigma_{c,min}$ risulta minore di $0.55f_{ck}$ e la $\sigma_{f,max}$ risulta inferiore a $0.75 f_{yk}$ come previsto dalle specifiche di RFI richiamate nei paragrafi precedenti.

11.-..VERIFICA DELLE FONDAZIONI

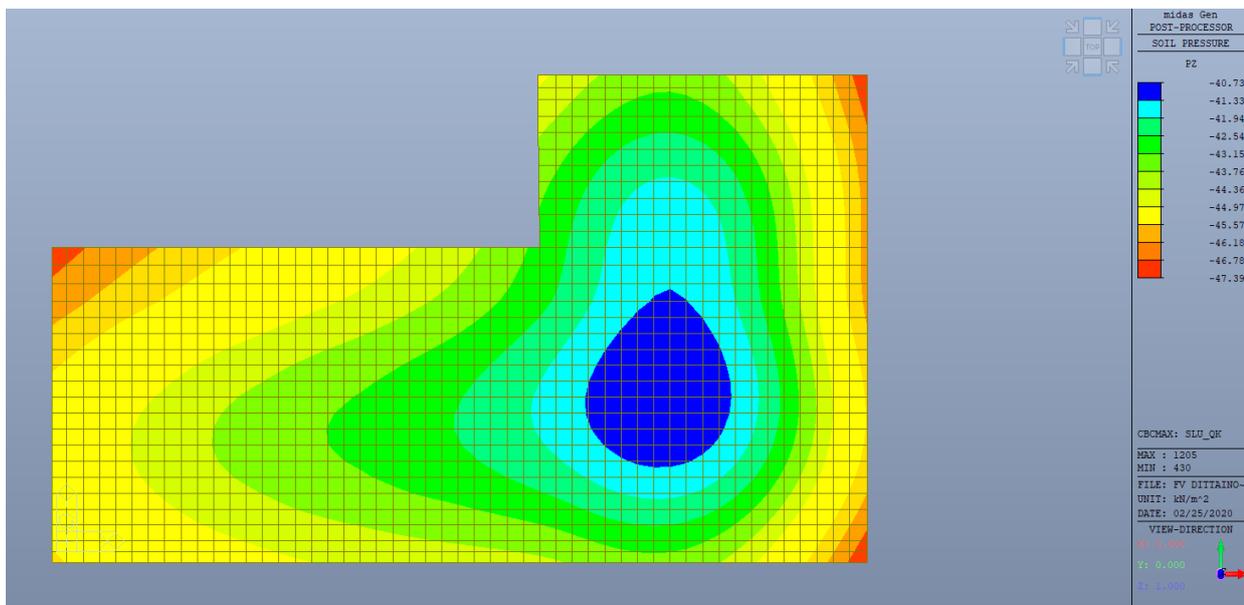
11.1.-..Carico limite del terreno

Le fondazioni sono state realizzate mediante una platea di base di altezza 50cm con delle travi di collegamento tra i pilastri.

Il sistema di fondazioni descritto è stato aggiunto al modello di calcolo, simulando la platea come un elemento “plate” di spessore 50 cm. I vincoli di incastro, precedentemente applicati al modello di calcolo, sono stati quindi eliminati e la piastra è stata vincolata tramite molle elastiche cui è stata assegnata una rigidità infinita in direzione X e Y e una rigidità pari a 2000 kN/m³ in direzione Z. La piastra è stata discretizzata mediante una mesh con elementi di dimensione massima 0.4x0.4m, il valore medio delle singole molle risulta quindi pari a:

$$K_z = 2000 \cdot 0.4 \cdot 0.4 = 320 \text{ kN/m}$$

Sono state valutate in questo modo le massime tensioni sul terreno trasmesse dalla platea considerando le stesse combinazioni di carico descritte sopra. Si riporta nella figura sottostante il caso che massimizza le pressioni sul terreno:



La verifica è stata condotta, cautelativamente sulla porzione di platea maggiormente sollecitata, che risulta essere nello spigolo del fabbricato viaggiatori. Sono stati considerati, quindi, i diagrammi delle pressioni agenti sui due lati della platea per calcolare lo sforzo normale, il taglio

e il momento e quindi l'eccentricità dello sforzo normale rispetto al baricentro. Di seguito i risultati ottenuti:

B=	8.75 m
L=	13.45 m
$\sigma_{B,max}$ =	48.05 kN/m ²
$\sigma_{B,min}$ =	42.90 kN/m ²
$\sigma_{L,max}$ =	48.05 kN/m ²
$\sigma_{L,min}$ =	45.66 kN/m ²
N=	5433 kN
V=	920 kN
i=	9.67 °
M=	682 kNm
σ_m =	46.16 kN/m ²

I valori così ottenuti sono stati confrontati con il carico limite del terreno di cui si riportano i calcoli effettuati. Vista la presenza di falda superficiale, le verifiche geotecniche, da qui in poi riportate, vengono considerate sempre in condizione drenata.

VERIFICHE A CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE

Nel caso generale di falda in prossimità del piano di posa della fondazione, l'espressione del carico limite di una fondazione superficiale è ricavato dalla seguente espressione:

$$q_{lim} = N_q [\gamma_1 (d - h_w) + \gamma'_1 h_w] + N_c c' + N_\gamma \gamma'_2 \frac{B}{2} + \gamma_w h_w$$

L'espressione appena riportata è valida in prefissate condizioni geometriche e di carico; laddove non si verificano le condizioni ideali, vanno applicati i seguenti coefficienti correttivi :

$\Psi_q, \Psi_c, \Psi_\gamma$ coefficienti di
punzonamento

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FV02 00 002	A	86 di 99

$\zeta_q, \zeta_c, \zeta_\gamma$	coefficienti di forma della fondazione
ξ_q, ξ_c, ξ_γ	coefficienti di inclinazione dei carichi in fondazione
$\alpha_q, \alpha_c, \alpha_\gamma$	coefficienti di inclinazione del piano di posa fondazione
$\beta_q, \beta_c, \beta_\gamma$	coefficienti di inclinazione del piano campagna

in particolare i termini con pedice **q**, moltiplicano il primo termine, quelli con pedice **c** il secondo termine e quelli con pedice γ il terzo termine.

RIEPILOGO DATI DI PROGETTO

$\gamma_1 =$	<input type="text" value="19"/>	KN/m ³	(peso unità di volume terreno ricoprimento)
$\gamma'_1 =$	<input type="text" value="19"/>	KN/m ³	(peso unità di volume in falda terreno ricoprimento)
$\gamma'_2 =$	<input type="text" value="19"/>	KN/m ³	(peso unità di volume terreno fondazione - alleggerito se in falda)
$\gamma_w =$	<input type="text" value="10"/>		(peso unità di volume falda)
$d =$	<input type="text" value="1.10"/>	m	(ricoprimento piano di posa fondazione)
$h_w =$	<input type="text" value="4.00"/>	m	(altezza falda rispetto al piano di posa fondazione)
$B =$	<input type="text" value="8.75"/>	m	(dimensione minore della fondazione)
$L =$	<input type="text" value="13.45"/>	m	(dimensione maggiore della fondazione)
$\varepsilon^\circ =$	<input type="text" value="0.00"/>	=	<input type="text" value="0.00"/> rad (inclinazione piano posa fondazione)
$\omega^\circ =$	<input type="text" value="0.00"/>	=	<input type="text" value="0.00"/> rad (eventuale inclinazione piano campagna)

Parametri meccanici terreno di fondazione come da caratterizzazione geotecnica:

$c =$	<input type="text" value="0.0"/>	KN/m ²	(coesione)	Drenata (D)/ Non Drenata (ND) ?	<input type="text" value="D"/>
$\varphi^\circ =$	<input type="text" value="26.0"/>	=	<input type="text" value="0.454"/> rad	(angolo d'attrito)	
$\tan \varphi^\circ =$	<input type="text" value="0.49"/>				

Approccio di Verifica

▼

Coefficienti parziali $\gamma_M =$

$\gamma_M(c) =$

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FV02 00 002	A	87 di 99

$$\gamma_M (\tan\varphi) = \boxed{1.00}$$

$$c_d = \boxed{0.0} \text{ KN/m}^2 \text{ (coesione di progetto)}$$

$$\varphi^{\circ}_d = \boxed{26.00} = \boxed{0.454} \text{ rad (angolo d'attrito di progetto)}$$

$$\tan \varphi^{\circ}_d = \boxed{0.49} \text{ (tan}\varphi \text{ angolo di progetto)}$$

Valore Coefficienti di carico limite :

$$N_q = \boxed{11.85} \quad N_c = \boxed{22.25} \quad N_\gamma = \boxed{12.54}$$

VERIFICA MECCANISMO DI ROTTURA - Calcolo coefficienti di punzonamento

Si valuta di seguito il meccanismo di rottura della fondazione, se di rottura generale o di punzonamento

$$G = 3200000 \text{ KN/m}^2 \text{ (Modulo elastico trasversale terreno , valutabile anche come } E/[2(1+\nu)] \text{)}$$

$$\sigma = 104.025 \text{ KN/m}^2 \text{ (Pressione normale effettiva a profondità } z=d+B/2 \text{)}$$

$$I_r = 63071.2 \text{ KN/m}^2 \text{ (Indice di Rigidezza)}$$

$$I_{r \text{ crit}} = 61.5 \text{ KN/m}^2 \text{ (Indice di Rigidezza critico)}$$

ROTTURA GENERALE

Coefficienti di punzonamento

Ψ_q	Ψ_c	Ψ_γ
1.000	1	1.000

N (KN)	T_B (KN)	M_B (KNm)	T_L (KN)	M_L (KNm)	$e_B = M_B/N$ (m)	$e_L = M_L/N$ (m)	$B' = B - 2e$ (m)	$L' = L - 2e$ (m)	$\tan \delta_B (T_B/N)$	$\tan \delta_L (T_L/N)$
5433.00	920.00	682.00	0.00	0.00	0.13	0.00	8.50	13.45	0.169	0

$$\text{tg}(\theta) = T_B / T_L = 1.000$$

$$\theta = 0.78539816 \text{ rad} = 45.0^\circ$$

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FV02 00 002	A	88 di 99

Coefficienti di forma calcolati con B=B'

ζ_q	ζ_c	ζ_γ
1.308	1.337	0.747

Coefficienti di inclinazione dei carichi in fondazione

$m_B =$	1.61
$m_L =$	1.39
$m_\theta =$	1.50

ξ_q	ξ_c	ξ_γ
0.757	0.735	0.629

Coefficienti di inclinazione piano di posa

α_q	α_c	α_γ
1.000	1.000	1.000

Coefficienti di inclinazione piano campagna

β_q	β_c	β_γ
1.000	1.000	1.000

$$\psi_q \zeta_q \xi_q \alpha_q \beta_q N_q [\gamma_1 (d - h_w) + \gamma'_1 h_w] = 245.3738 \text{ KN/m}^2$$

$$\psi_c \zeta_c \xi_c \alpha_c \beta_c N_c c' = 0.00 \text{ KN/m}^2$$

$$\psi_\gamma \zeta_\gamma \xi_\gamma \alpha_\gamma \beta_\gamma N_\gamma \gamma_2 \frac{B}{2} + \gamma_w h_w = 475.74 \text{ KN/m}^2$$

$$\gamma_w h_w = 40.00 \text{ KN/m}^2$$

Il valore del carico limite risulta pertanto :

$q_{lim} =$	761.11	KN/m ² (VALORE UNITARIO)
-------------	---------------	-------------------------------------

Fattore di sicurezza (γ_R) = **2.30**

$q_{lim} / \gamma_R =$	330.92	KN/m ² (Carico limite di progetto)
------------------------	---------------	---

$Q_{lim d} =$	37828	KN (VALORE TOTALE = $q_{lim} / \gamma_R \times B' \times L'$)
---------------	--------------	--

Il coefficiente di sicurezza a carico limite risulta pertanto:

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FV02 00 002	A	89 di 99

$$C = \frac{q_{limd}}{q_{max}} = 6.96$$

Verifica Soddisfatta

11.1.-.Valutazione dei cedimenti in esercizio

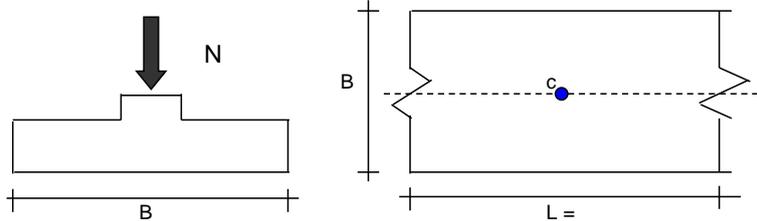
La pressione netta agente per la combinazione più gravosa risulta pari a 46 kPa.

Data la natura dei terreni in sito, si effettua la valutazione dei cedimenti istantanei e dei cedimenti di consolidazione primaria e secondaria.

Il cedimento totale risulta pari a 2.75 cm:

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FV02 00 002	A	90 di 99



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

$$\Delta\sigma_z = (2q/\pi) * (\alpha + \text{sen}\alpha\text{cos}\alpha)$$

$$\Delta\sigma_x = (2q/\pi) * (\alpha - \text{sen}\alpha\text{cos}\alpha)$$

$$\Delta\sigma_y = (4q/\pi) * (v\alpha)$$

$$\alpha = \tan^{-1}((B/2)/z)$$

$$\delta_{ot} = \Sigma\delta_i = \Sigma(((\Delta\sigma_z - v_i(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y))\Delta z_i / E_i)$$

DATI DI INPUT:

B = 8.75 (m) (Larghezza della Fondazione)

N = 403.90 (kN) (Carico Verticale Agente)

q = 46.16 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/B))

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

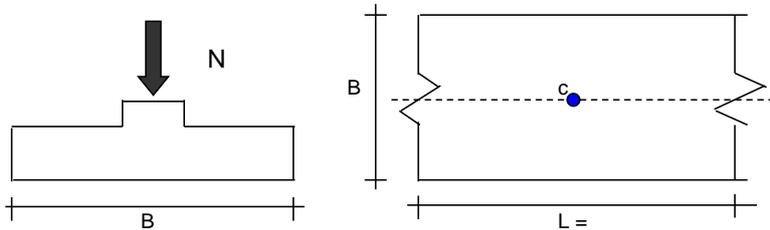
Strato	Litologia	Spessore	da z _i	a z _{i+1}	Δz _i	E	v	δ _{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	ba	11.00	0.0	11.0	1.0	13000	0.30	2.28
2	bs	1.50	11.0	12.5	1.5	30000	0.30	0.06
3	bg	4.50	12.5	17.0	1.5	40000	0.30	0.17
4	TRVb z<30m	13.00	17.0	30.0	1.0	60000	0.30	0.23
5	TRVb z>30m	1.00	30.0	31.0	1.0	80000	0.30	0.01
-			0.0	0.0	1.0			-

$$\delta_{ctot} = 2.75 \text{ (cm)}$$

L'aliquota di cedimento istantaneo è pari a 0.92 cm

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FV02 00 002	A	91 di 99



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

$$\Delta\sigma_{zi} = (2q/\pi) * (\alpha + \text{sen}\alpha\text{cos}\alpha)$$

$$\Delta\sigma_{xi} = (2q/\pi) * (\alpha - \text{sen}\alpha\text{cos}\alpha)$$

$$\Delta\sigma_{yi} = (4q/\pi) * (v\alpha)$$

$$\alpha = \tan^{-1}((B/2)/z)$$

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

DATI DI INPUT:

B = 8.75 (m) (Larghezza della Fondazione)

N = 403.94 (kN) (Carico Verticale Agente)

q = 46.16 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/B))

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

Strato	Litologia	Spessore	da z _i	a z _{i+1}	Δz _i	E	v	δ _{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	ba	11.00	0.0	11.0	1.0	31500	0.50	0.61
2	bs	1.50	11.0	12.5	1.5	30000	0.50	0.05
3	bg	4.50	12.5	17.0	1.5	40000	0.50	0.14
4	TRVb z<30m	13.00	17.0	30.0	1.0	90000	0.50	0.12
5	TRVb z>30m	1.00	30.0	31.0	1.0	90000	0.50	0.01
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-

$$\delta_{ctot} = 0.92 \text{ (cm)}$$

Di seguito si riporta il diagramma dei cedimenti di consolidazione primaria (2.75 – 0.92 = 1.83 cm) nel tempo.

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FV02 00 002	A	92 di 99

Formulazione Teorica (Lancellotta; 1987)

$$U_m = (4Tv/\pi)^{0.5} / ((1 + (4Tv/\pi)^{2.8})^{0.179})$$

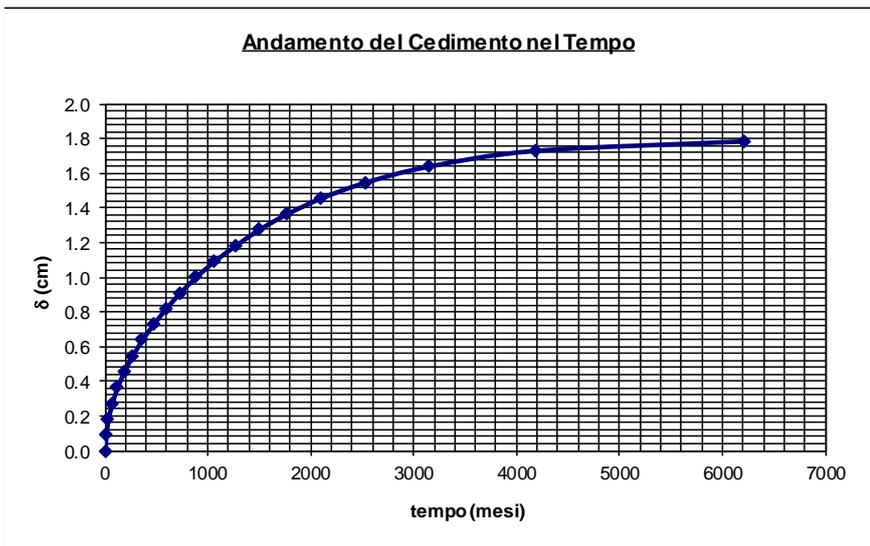
$$Tv = ((\pi/4)(U_m)^2 / (1 - (U_m)^{5.6})^{0.357})$$

$$Tv = cv \cdot t / h^2$$

$$U_m = \delta_t / \delta_{tmax}$$

DATI DI INPUT:

- $\delta_{tmax} = 1.82$ (cm) (Cedimento massimo)
- $h = 31.00$ (m) (Massimo Percorso di Drenaggio)
- $cv = 1.00.E-07$ (m²/sec) (Coeff. di Consolidazione)

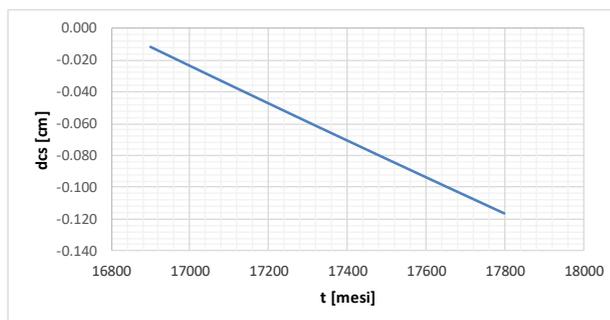


t =	900	(mesi)	U _m =	55.2	(%)	delta _t =	1.01	(cm)
delta _t =	1.0	(cm)	U _m =	54.9	(%)	t =	889.55	(mesi)
U _m =	95	(%)	t =	4312.86	(mesi)	delta _t =	1.73	(cm)

Sono stati, infine, valutati i cedimenti di consolidazione secondaria considerando $c_{\alpha} = 0.015$.

c_{α}	0.0015
H	31.00 m
t100	16800 mesi

t [mesi]	delta _{cs} [cm]
16900	-0.0120
17000	-0.0239
17100	-0.0357
17200	-0.0475
17300	-0.0592
17400	-0.0709
17500	-0.0824
17600	-0.0939
17700	-0.1054
17800	-0.1168



RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FV02 00 002	A	93 di 99

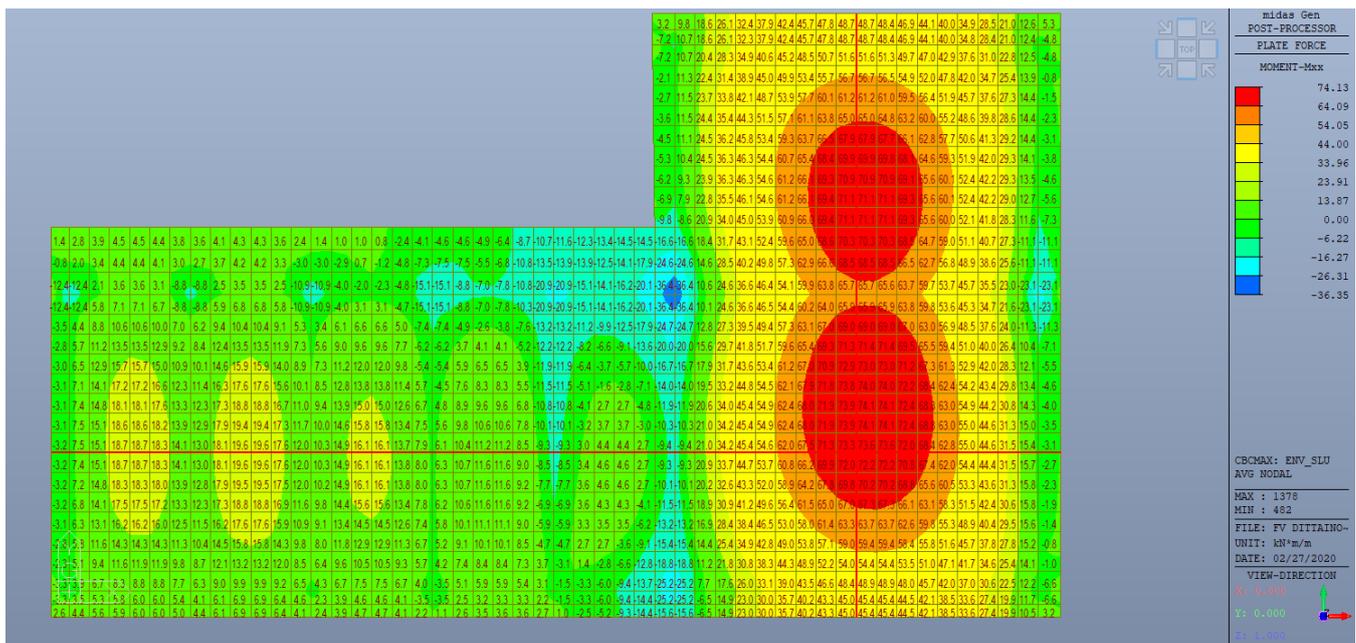
11.2.-. Verifica della piastra di fondazione

La platea di fondazione è stato schematizzata, nel modello di calcolo, come un elemento "plate" di spessore 50 cm.

Le verifiche sono state fatte considerando due sezioni ortogonali e le sollecitazioni per una fascia di 1m. Trascurando gli accumuli di tensione in alcuni punti, il momento sollecitante maggiore per lo SLU risulta pari:

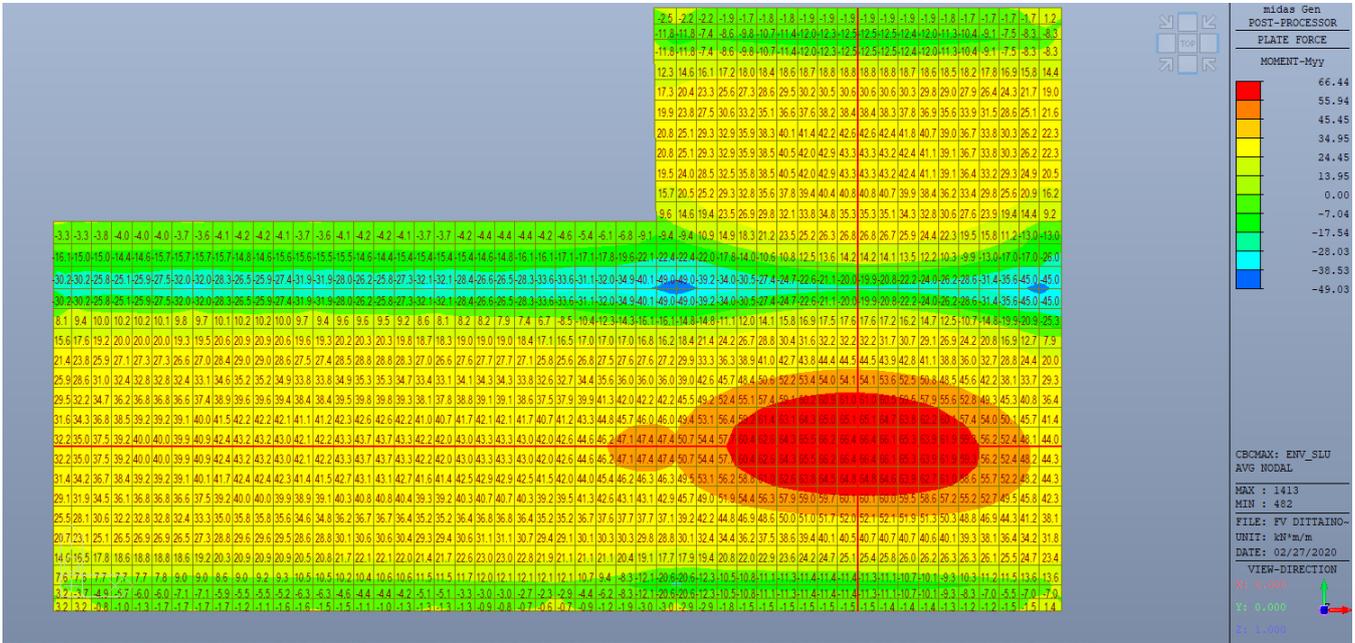
$$M_y = 66.4 \text{ kNm/m}$$

$$M_x = 74.1 \text{ kNm/m}$$



Mx sulla platea

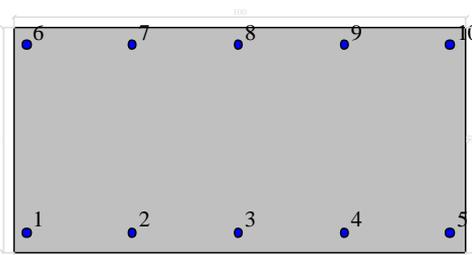
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FV02 00 002	A	94 di 99



My sulla platea

Come sezione reagente è stata considerata una sezione rettangolare di larghezza 1m e altezza 50 cm armata con 5Φ22 superiori e inferiori in entrambe le direzioni per ogni metro di sezione, di seguito si riportano le verifiche effettuate:

Dati di input



Dati generali

Unità di misura daN, cm

Primo limite deformativo del cls -.002

Secondo limite deformativo del cls -.0035

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FV02 00 002	A	95 di 99

Limite deformativo dell'acciaio .01

Molt. gamma c in compressione semplice 1.25

Conglomerati di cls

Poligono 1 (pieno)

fcd -170 daN/cm²

fctd 0 daN/cm²

E_c 140000 daN/cm²

Materiale : C30/37

deformazione iniziale impressa:

Tetha X = 0

Tetha Y = 0

Epsilon(0,0)= 0

n°	X(cm)	Y(cm)
1	-50.	-25.
2	-50.	25.
3	50.	25.
4	50.	-25.

Armature

n°	Ø(mm)	X(cm)	Y(cm)	Eps.iniz.	pol.	tipo
1	22.	-46.9	-20.9	0.	1	b450c
2	22.	-23.45	-20.9	0.	1	b450c
3	22.	0.	-20.9	0.	1	b450c
4	22.	23.45	-20.9	0.	1	b450c
5	22.	46.9	-20.9	0.	1	b450c
6	22.	-46.9	20.9	0.	1	b450c
7	22.	-23.45	20.9	0.	1	b450c
8	22.	0.	20.9	0.	1	b450c
9	22.	23.45	20.9	0.	1	b450c
10	22.	46.9	20.9	0.	1	b450c

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FV02 00 002	A	96 di 99

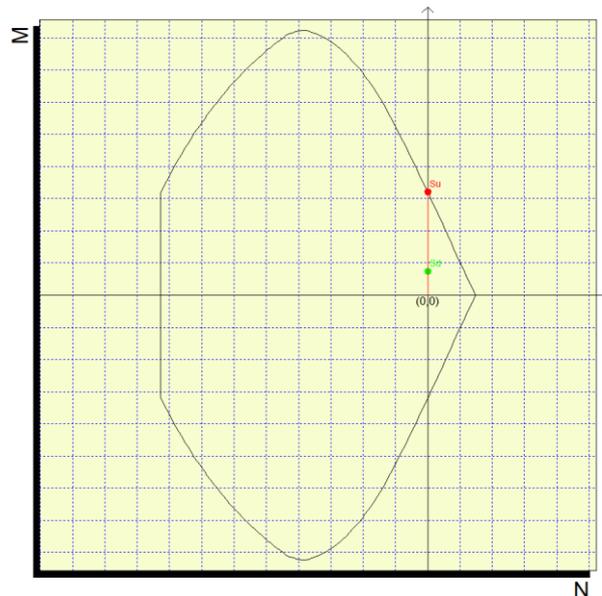
Verifiche di stato limite ultimo

Unità di misura daN, cm

Sollecitazioni riferite al baricentro

Coefficiente di sicurezza a rapporto M_x/M_y costante

$M_x(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$M_y(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$N(\text{daN})$	$M_{xu}(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$M_{yu}(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$N_u(\text{daN})$	c.s.
-741000,0	0,0	0,0	-3218569,3	0,0	0,0	4,3435483



La verifica risulta ampiamente soddisfatta con un coefficiente di sicurezza di M_{Ed}/M_{rd} pari a 4.3
Per la verifica a taglio non risulta necessario progettare un'adeguata armatura a taglio in quanto la resistenza senza armatura a taglio è maggiore del taglio sollecitante come riportato nei seguenti calcoli:

Caratteristiche della sezione

GEOMETRIA

H =	50	cm	altezza sezione
b_w =	100	cm	larghezza sezione

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FV02 00 002	A	97 di 99

$$h' = 4 \text{ cm} \quad \text{copriferro}$$

$$d = 46 \text{ cm} \quad \text{altezza utile}$$

ARMATURA TESA

$$\phi = 22 \text{ mm} \quad \text{diametro armatura}$$

$$n^{\circ} = 5 \quad \text{numero barre}$$

$$A_s = 19.0 \text{ cm}^2 \quad \text{area dell'armatura tesa}$$

$$\rho_l = 0.0038 \quad \text{rapporto geometrico d'armatura longitudinale ($\leq 0,02$)}$$

AZIONI DI COMPRESSIONE

$$N_{Ed} = 0 \text{ kN} \quad \text{valore di calcolo della compressione assiale (se presente)}$$

$$\sigma_{cp} = 0.00 \text{ Mpa} \quad \text{tensione media di compressione}$$

Resistenza senza armatura a taglio

RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO $V_{rd} = 208 \text{ kN}$

$$V_{rd} > V_{ed} = 49.6 \text{ kN}$$

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	FV02 00 002	A	98 di 99

12.-..INCIDENZA ARMATURE

12.1.-..Incidenza armature travi elevazione

A partire dai risultati dell'analisi e dalle armature di calcolo si è valutata l'incidenza delle armature, considerando che il peso di ogni singola barra vale:

- $\Phi 20=2.466$ kg/m
- $\Phi 14=1.208$ kg/m
- $\Phi 10 =0.617$ kg/m

CLS				
b	h	L	n	Volume
0.3	0.5	6.66	4	4.00
0.76	0.3	2.7	3	1.85
0.3	0.65	5.3	6	6.20
0.3	0.7	2.7	5	2.84
0.3	0.7	6.66	3	4.20
0.3	0.7	4.75	1	1.00
0.8	0.3	8.1	3	5.83
0.8	0.3	2.7	2	1.30

Armatura longitudinale				
Fi	As	A's	Ltot	Ptot
20	3	4	186.5	459.9
20	5	5	81.0	199.7
20	2	3	159.0	392.1
20	3	3	81.0	199.7
20	3	3	119.9	295.6
20	3	3	28.5	70.3
20	5	5	243.0	599.2
20	5	5	54.0	133.2

Ferri di parete			
Fi	n	Ltot	Ptot
14	2	53.3	64.4
14		0.0	0.0
14	4	127.2	153.7
14	4	54.0	65.2
14	4	79.9	96.5
14	4	19.0	23.0
14		0.0	0.0
14		0.0	0.0

Staffe						
Fi	b	h	L	passo	n	Ptot
10	0.22	0.42	1.28	0.15	176	139.00
10	0.68	0.22	1.8	0.2	42	46.65
10	0.22	0.57	1.58	0.2	162	157.93
10	0.22	0.62	1.68	0.15	90	93.29
10	0.22	0.62	1.68	0.15	132	136.83
10	0.22	0.62	1.68	0.15	32	33.17
10	0.72	0.22	1.88	0.2	123	142.68
10	0.72	0.22	1.88	0.2	28	32.48

Si ricava che i kg totali di armatura sono 3535 a fronte di 27.2m³ di calcestruzzo da cui si ottiene un'incidenza pari a 130kg/m³

Incidenza travi = 130 kg/m³

12.2.-.Incidenza armature pilastri

A partire dai risultati dell'analisi e dalle armature di calcolo si è valutata l'incidenza delle armature, considerando che il peso di ogni singola barra vale:

- $\Phi 20=2.466$ kg/m
- $\Phi 12=0.888$ kg/m
- $\Phi 10 =0.617$ kg/m

CLS				
b	h	L	n	Volume
0.3	0.5	6.8	4	4.08
0.3	0.8	6.8	12	19.58

Armatura longitudinale				
Fi	Lcorto	Llungo	Ltot	Ptot
20	3	4	190.4	469.5
20	3	6	734.4	1811.0

Staffe						
Fi	b	h	L	passo	n=	Ptot
10	0.22	0.42	1.38	0.2	136	115.80
12	0.22	0.72	2.42	0.15	540	1160.44

Si ricava che i kg totali di armatura sono 3556 a fronte di 23.7m^3 di calcestruzzo da cui si ottiene un'incidenza pari a 150kg/m^3

Incidenza pilastri = 150 kg/m^3

12.3.-.Incidenza armatura fondazione

La piastra di fondazione ($h=0.5\text{m}$) è armata con 5 F22 superiormente e inferiormente per ogni metro di lunghezza, considerando che 1F22 pesa 2.984kg/m , nel caso in esame si hanno 10 F22 per un peso complessivo di 29.84kg a fronte di 0.5 m^3 di calcestruzzo. Considerando fortettariamente la presenza di cavallotti e sovrapposizioni, si ottiene un'incidenza complessiva di circa 75 kg/m^3

Incidenza fondazione = 75 kg/m^3