

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP: J84H17000930009

U.O. ARCHITETTURA STAZIONI E TERRITORIO

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO LINEA CODOGNO-CREMONA-MANTOVA TRATTA PIADENA-MANTOVA

FV13 - STAZIONE DI MARCARIA OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE

Relazione di calcolo delle fondazioni

SCALA:

-

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

N M 2 5 0 3 D 2 6 C L F V 1 3 B 0 0 1 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	F. Serrau 	Marzo 2020	A. Malcangi 	Marzo 2020	M. Berlingeri 	Marzo 2020	A. Perego 25/03/2020

File: NM2503D26CLFV13B0011A

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	4
2	SCOPO DEL DOCUMENTO	4
3	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	5
3.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
3.2	ELABORATI DI RIFERIMENTO	8
4	MATERIALI	9
4.1	CALCESTRUZZO PER PLINTI DI FONDAZIONE E CORDOLI	9
4.2	MAGRONE	9
4.3	ACCIAIO DA ARMATURA ORDINARIA	9
4.4	PROVE SUI MATERIALI	9
5	PARAMETRI GEOTECNICI	10
5.1	COSTANTE DI WINKLER	11
6	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO	16
6.1	VITA NOMINALE E CLASSE D'USO	16
6.2	PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA	17
6.3	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CATEGORIA TOPOGRAFICA	17
7	DESCRIZIONE DELL'OPERA	18
7.1	GENERALITÀ	18
7.2	UNITÀ DI MISURA	20
8	MODELLO DI CALCOLO	20
8.1	CODICE DI CALCOLO	20
8.2	TIPO DI ANALISI SVOLTA	20
8.3	COMBINAZIONI DI CARICO	22
9	SOLLECITAZIONI DI PROGETTO	25

9.1	RISULTATI.....	25
9.1.1	<i>Plinto di Fondazione F1</i>	25
9.1.2	<i>Soletta di Fondazione F2</i>	27
10	VERIFICHE	31
10.1	VERIFICA AL CARICO LIMITE	31
10.1.1	<i>Plinto di Fondazione F1</i>	34
10.1.2	<i>Soletta di Fondazione F2</i>	42
10.2	VERIFICA A RIBALTAMENTO.....	50
10.2.1	<i>Plinto di fondazione F1</i>	50
10.2.2	<i>Soletta di fondazione F2</i>	52
10.3	VERIFICA A FLESSIONE E TAGLIO.....	54
10.3.1	<i>Plinto di fondazione F1</i>	58
10.3.2	<i>Soletta di fondazione F2</i>	65
10.4	VERIFICA DEI CEDIMENTI	84
10.4.1	<i>Plinto di fondazione F1</i>	85
10.4.2	<i>Soletta di fondazione F2</i>	87
10.5	INCIDENZA ARMATURE	89
10.5.1	<i>Plinto di Fondazione F1</i>	89
10.5.2	<i>Soletta di Fondazione F2</i>	89

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA TRATTA PIADENA-MANTOVA</p>					
<p>OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<p>COMMESSA NM25</p>	<p>LOTTO 03</p>	<p>CODIFICA D 26</p>	<p>DOCUMENTO CLFV1300001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 4 di 90</p>

1 PREMESSA

Il presente documento si inserisce nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici di progetto definitivo del Raddoppio linea Codogno – Cremona – Mantova, tratta Piadena - Mantova. Le Analisi e Verifiche nel seguito esposte fanno in particolare riferimento alle pensiline previste in corrispondenza della fermata "Marcaria".

La descrizione degli interventi che segue è da leggersi congiuntamente all'analisi degli elaborati di progetto a cui si fa riferimento implicito.

La presente relazione si riferisce alle opere civili previste per la realizzazione della fermata ferroviaria "Marcaria".

Le opere strutturali previste possono differenziarsi in base alla loro tipologia come:

- Pensilina metallica disposta a protezione di una parte della banchina lato binario dispari per una lunghezza complessiva di 75 metri circa
- Pensilina metallica disposta a protezione di una parte della banchina lato binario pari per una lunghezza complessiva di 75 metri circa

2 SCOPO DEL DOCUMENTO

Il presente documento ha per oggetto il calcolo geotecnico e strutturale delle fondazioni delle pensiline da realizzarsi nell'ambito dell'intervento Raddoppio della linea Codogno – Cremona – Mantova, in particolare la stazione ferroviaria di "Marcaria", situata sulla progressiva PK 69+160.

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA TRATTA PIADENA-MANTOVA					
OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NM25	LOTTO 03	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLFV1300001	REV. A	FOGLIO 5 di 90

3 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

3.1 Normativa di Riferimento

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- Circ. Min. LL.PP.14 Febbraio 1974, n. 11951 – Applicazione della L. 5 novembre 1971, n. 1086”;
- Legge 2 febbraio 1974 n. 64, recante provvedimenti per le costruzioni co particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- D. M. Min. II. TT. del 17 gennaio 2018 – Norme tecniche per le costruzioni;
- CIRCOLARE 21 gennaio 2019 , n.7 - Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- UNI ENV 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- EUROCODICE 2- UNI EN 1992-1-1 Novembre 2005
- RFI DTC INC PO SP IFS 001 A Specifica per la progettazione e l’esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario
- RFI DTC INC CS SP IFS 001 A Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie
- RFI DTC INC PO SP IFS 003 A Specifica per la verifica a fatica dei ponti ferroviari
- RFI DTC INC CS LG IFS 001 A Linee guida per il collaudo statico delle opere in terra
- RFI DTC INC PO SP IFS 002 A Specifica per la progettazione e l’esecuzione di cavalcavia e passerelle pedonali sulla sede ferroviaria
- RFI DTC INC PO SP IFS 004 A Specifica per la progettazione e l’esecuzione di impalcati ferroviari a travi in ferro a doppio T incorporate nel calcestruzzo
- RFI DTC INC PO SP IFS 005 A Specifica per il progetto, la produzione, il controllo della produzione e la posa in opera dei dispositivi di vincolo e dei coprigiunti degli impalcati ferroviari e dei cavalcavia

- *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;*
- *Regolamento (UE) N. 1300/2014/UE Specifiche Tecniche di Interoperabilità per l'accessibilità del sistema ferroviario dell'Unione europea per le persone con disabilità e le persone a mobilità ridotta del 18/11/2014, modificato con il Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/772 della Commissione del 16 maggio 2019;*
- *Regolamento (UE) N° 1303/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alla specifica tecnica di interoperabilità concernente la "sicurezza nelle gallerie ferroviarie" del sistema ferroviario dell'Unione europea, rettificato dal Regolamento (UE) 2016/912 del 9 giugno 2016 e modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019*
- *Regolamento UE N. 1301/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «Energia» del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di Esecuzione (UE) 2018/868 del 13 giugno 2018 e dal successivo Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019*
- *Regolamento (UE) N. 2016/919 della Commissione del 27 maggio 2016 relativo alla specifica tecnica di interoperabilità per i sottosistemi "controllo-comando e segnalamento" del sistema ferroviario nell'Unione europea modificata con la Rettifica del 15 giugno 2016 e dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;*
- **REGOLAMENTO DI ESECUZIONE (UE) 2019/772 DELLA COMMISSIONE del 16 maggio 2019 che modifica il regolamento (UE) n. 1300/2014 per quanto riguarda l'inventario delle attività al fine di individuare le barriere all'accessibilità, fornire informazioni agli utenti e monitorare e valutare i progressi compiuti in materia di accessibilità.**

- *REGOLAMENTO DI ESECUZIONE (UE) 2019/776 DELLA COMMISSIONE del 16 maggio 2019 che modifica i regolamenti (UE) n. 321/2013, (UE) n. 1299/2014, (UE) n. 1301/2014, (UE) n. 1302/2014, (UE) n. 1303/2014 e (UE) 2016/919 della Commissione e la decisione di esecuzione 2011/665/UE della Commissione per quanto riguarda l'allineamento alla direttiva (UE) 2016/797 del Parlamento europeo e del Consiglio e l'attuazione di obiettivi specifici stabili nella decisione delegata (UE) 2017/1471 della Commissione.*

3.2 Elaborati di riferimento

Titolo	scala																					
Pensiline – Relazione di calcolo pensilina ferroviaria a singolo pilastro	-	N	M	2	5	0	3	D	4	4	C	L	F	V	1	3	0	0	0	0	1	A
Pensiline – Relazione di calcolo pensilina ferroviaria a doppio pilastro	-	N	M	2	5	0	3	D	4	4	C	L	F	V	1	3	0	0	0	0	2	A
Pensiline – Carpenteria piano terra	1:100	N	M	2	5	0	3	D	4	4	P	A	F	V	1	3	0	0	0	0	7	A
Pensiline – Carpenteria copertura	1:100	N	M	2	5	0	3	D	4	4	P	A	F	V	1	3	0	0	0	0	8	A
Pensiline – Carpenteria – sezioni longitudinali e trasversali	1:50	N	M	2	5	0	3	D	4	4	W	B	F	V	1	3	0	0	0	0	1	A
Pensiline – Dettagli tipologici nodi - pensiline e copertura scale	Varie	N	M	2	5	0	3	D	4	4	B	Z	F	V	0	0	0	0	0	0	2	A
Pensiline – Relazione di calcolo fondazioni	-	N	M	2	5	0	3	D	2	6	C	L	F	V	1	3	B	0	0	1	1	A
Pensiline – Planimetria fondazioni	1:100	N	M	2	5	0	3	D	2	6	P	A	F	V	1	3	B	0	0	1	1	A
Pensiline – Carpenteria fondazioni	1:50	N	M	2	5	0	3	D	2	6	P	B	F	V	1	3	0	0	0	1	2	A
Relazione Geotecnica generale	-	N	M	2	5	0	3	D	2	6	G	E	G	E	0	0	0	6	0	0	1	A

4 MATERIALI

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali previsti per la realizzazione delle strutture oggetto di calcolo nell'ambito del presente documento:

4.1 Calcestruzzo per plinti di fondazione e cordoli

Conforme alla UNI EN 206-1

Classe di esposizione	XC2 + XA2
Rck (UNI 11104)	≥ 37 MPa
Classe di resistenza (UNI 11104)	C30/37
Rapporto max a/c (MdP RFI 2018)	0.55
Tipo cemento	CEM IV/A
Contenuto minimo cemento (UNI 11104)	340 kg/m ³
Dimensione max aggregati	25 mm
Classe di consistenza	S4

4.2 Magrone

Classe	C12/15
Classe di esposizione	X0

4.3 Acciaio da armatura ordinaria

Barre $6\text{mm} \leq \varnothing \leq 40\text{mm}$

Acciaio tipo	B450 C
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk}/1.15 = 391.3$ Mpa
Modulo elastico	$E_s = 210$ GPa

4.4 Prove sui materiali

La costruzione delle strutture dovrà essere eseguita nel rispetto del "Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili", RFI DTC SI SP IFS 001 C del 21.12.2018.

5 PARAMETRI GEOTECNICI

L'opera è collocata alla progressiva chilometrica 69+160. Nelle tabelle di seguito si riportano l'elenco delle indagini di riferimento disponibili, la stratigrafia di progetto ed i valori dei parametri geotecnici caratteristici.

Tabella 13.33: Indagini geognostiche di riferimento

ID	Tipo di indagine	Campagna d'indagine	Quota	Profondità	SPT	Lefranc	Foro attrezzato	Campioni indisturbati ⁽³⁾	Campioni rimaneggiati ⁽³⁾
(sigla)	(Tipo)	(Riferimento)	(m slmm)	(m)	(n.prove)	(n.prove)	C=Casagrande ⁽¹⁾ TA=Tubo Aperto ⁽²⁾ Down Hole	(#)	(#)
L3-S47	Sondaggio	ITALFERR 2019	28.01	30	7	2	TA (5.45m÷15.0m)	2	7
E7A506607920	Pozzo per acqua	Regione Lombardia	27.00	103	-	-	-	-	-
MASW_9	MASW	ITALFERR 2018	29.00	-	-	-	-	-	-

⁽¹⁾ Tra parentesi la profondità della cella Casagrande
⁽²⁾ Tra parentesi il tratto finestrato
⁽³⁾ Disponibili per la sola campagna di indagine ITALFERR 2019

Tabella 13.34: Stratigrafia di riferimento

Quota di riferimento pc ≈ 28.0 m slmm			
UNITA' GEOTECNICA	DA	A	SPESSORE
(-)	(m pc)	(m pc)	(m)
WRs1	0.0	1.0	1.0
WRa1	1.0	3.5	2.5
WRa2	3.5	14.0	10.5
WRs2	14.0	16.3	2.3
WRa2	16.3	19.0	2.7
Rs1	19.0	30.0	11.0

La falda di progetto è a 5.5 m da pc

Tabella 13.1: Valori dei parametri geotecnici caratteristici

Parametro	WRs1	WRa1	WRa2	WRs2	Rs1
γ (kN/m ³)	19.0	19.0	19.0	19.0	19.0
ϕ' (°)	34	27	25	33	33
c' (kPa)	0	0	0	0	0
C_u (kPa)	-	70	50 fino a 9 m da pc 70 oltre 9 m da pc	-	-
G_0 (MPa)	55.0	60.0	60.0 fino a 14 m da pc 80.0 oltre 16.3 m da pc	90.0	110.0
E_0 (MPa)	137.5	150.0	150.0 fino a 14 m da pc 200.0 oltre 16.3 m da pc	225.0	275.0
E_{op1} (MPa)	13.75	15.0	15.0 fino a 14 m da pc 20.0 oltre 16.3 m da pc	22.5	27.5
E_{op2} (MPa)	27.5	30.0	30.0 fino a 14 m da pc 40.0 oltre 16.3 m da pc	45.0	55.0
OCR (-)	-	3.0	2.0	-	-
CR (-)	-	0.18	0.16	-	-
RR (-)	-	0.036	0.032	-	-
$C_{\alpha\beta}$ (%)	-	0.12	0.15	-	-
k_v (m/s)	2.00E-7	5.00E-8	1.00E-8	5.00E-7	5.00E-7

5.1 Costante di Winkler

Per la determinazione del modulo di reazione del terreno alla Winkler K , che concettualmente rappresenta il rapporto tra la pressione sul terreno e il cedimento, è possibile fare riferimento alla formulazione proposta da Vesic (1961):

$$K = E_s \cdot \frac{1}{BE'_s I_s I_F}$$

dove:

B è la larghezza della fondazione;

I_F è un coefficiente di influenza ricavato da tabelle in funzione dei rapporti L/B e D/B con L lunghezza della fondazione e D profondità del piano di posa;

$I_s = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2$ è un coefficiente di influenza in funzione dei coefficienti I_1 e I_2 ottenuti da tabella a partire dai rapporti L/B e H/B con H pari allo spessore dello strato;

$E_s' = \frac{1 - \mu^2}{E_s}$ è un parametro che dipende dal modulo elastico confinato E_s e dal coefficiente di Poisson

μ .

Per la determinazione del coefficiente I_s si fa riferimento al rapporto H/B' dove $B' = B/2$ per il centro e $B' = B$ per gli spigoli della fondazione. Lo spessore dello strato di influenza H è stato assunto pari a $2B$. Si riporta in seguito il calcolo della costante di Winkler con la formulazione proposta da Vesic.

Tabella 5-2: Costanti di Winkler calcolate con il metodo di Vesic

Centro fondazione	B (m)	L (m)	moltiplicatore B	H (m)	D (m)	$M = L' / B'$	$N = H / B'$	I1	I2	I _s	D/B	L/B	I _F	E _s (kPa)	μ	K (kN/m ³)	K (kN/m ³)
F2	1.8	4.25	2	3.6	1.5	2.36111	4	0.505	0.07	0.545	0.8	2.36	1	15000	0.3	16803	16500

Spigoli fondazione	B (m)	L (m)	moltiplicatore B	H (m)	D (m)	$M = L / B$	$N = H / B$	I1	I2	I _s	D/B	L/B	I _F	E _s (kPa)	μ	K (kN/m ³)	K (kN/m ³)
F2	1.8	4.25	2	3.6	1.5	2.4	2	0.288	0.11	0.351	0.8	2.36	1	15000	0.3	26100	26000

Tabella 5-3: Valori dei coefficienti I_1 e I_2 (Fonte: Joseph E. Bowles, P.E., S.E., Foundation analysis and design)

TABLE 5-2
Values of I_1 and I_2 to compute the Steinbrenner influence factor I_s for use in Eq. (5-16a) for several $N = H/B'$ and $M = L/B$ ratios

N	$M = 1.0$	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0
0.2	$I_1 = 0.009$ $I_2 = 0.041$	0.008	0.008	0.008	0.008	0.008	0.007	0.007	0.007	0.007	0.007
0.4	0.033 0.066	0.032 0.068	0.031 0.069	0.030 0.070	0.029 0.070	0.028 0.071	0.028 0.071	0.027 0.072	0.027 0.072	0.027 0.073	0.027 0.073
0.6	0.066 0.079	0.064 0.081	0.063 0.083	0.061 0.085	0.060 0.087	0.059 0.088	0.058 0.089	0.057 0.090	0.056 0.091	0.056 0.091	0.055 0.092
0.8	0.104 0.083	0.102 0.087	0.100 0.090	0.098 0.093	0.096 0.095	0.095 0.097	0.093 0.098	0.092 0.100	0.091 0.101	0.090 0.102	0.089 0.103
1.0	0.142 0.083	0.140 0.088	0.138 0.091	0.136 0.095	0.134 0.098	0.132 0.100	0.130 0.102	0.129 0.104	0.127 0.106	0.126 0.108	0.125 0.109
1.5	0.224 0.075	0.224 0.080	0.224 0.084	0.223 0.089	0.222 0.093	0.220 0.096	0.219 0.099	0.217 0.102	0.216 0.105	0.214 0.108	0.213 0.110
2.0	0.285 0.064	0.288 0.069	0.290 0.074	0.292 0.078	0.292 0.083	0.292 0.086	0.292 0.090	0.292 0.094	0.291 0.097	0.290 0.100	0.289 0.102
3.0	0.363 0.048	0.372 0.052	0.379 0.056	0.384 0.060	0.389 0.064	0.393 0.068	0.396 0.071	0.398 0.075	0.400 0.078	0.401 0.081	0.402 0.084
4.0	0.408 0.037	0.421 0.041	0.431 0.044	0.440 0.048	0.448 0.051	0.455 0.054	0.460 0.057	0.465 0.060	0.469 0.063	0.473 0.066	0.476 0.069
5.0	0.437 0.031	0.452 0.034	0.465 0.036	0.477 0.039	0.487 0.042	0.496 0.045	0.503 0.048	0.510 0.050	0.516 0.053	0.522 0.055	0.526 0.058
6.0	0.457 0.026	0.474 0.028	0.489 0.031	0.502 0.033	0.514 0.036	0.524 0.038	0.534 0.040	0.542 0.043	0.550 0.045	0.557 0.047	0.563 0.050
7.0	0.471 0.022	0.490 0.024	0.506 0.027	0.520 0.029	0.533 0.031	0.545 0.033	0.556 0.035	0.566 0.037	0.575 0.039	0.583 0.041	0.590 0.043
8.0	0.482 0.020	0.502 0.022	0.519 0.023	0.534 0.025	0.549 0.027	0.561 0.029	0.573 0.031	0.584 0.033	0.594 0.035	0.602 0.036	0.611 0.038
9.0	0.491 0.017	0.511 0.019	0.529 0.021	0.545 0.023	0.560 0.024	0.574 0.026	0.587 0.028	0.598 0.029	0.609 0.031	0.618 0.033	0.627 0.034
10.0	0.498 0.016	0.519 0.017	0.537 0.019	0.554 0.020	0.570 0.022	0.584 0.023	0.597 0.025	0.610 0.027	0.621 0.028	0.631 0.030	0.641 0.031
20.0	0.529 0.008	0.553 0.009	0.575 0.010	0.595 0.010	0.614 0.011	0.631 0.012	0.647 0.013	0.662 0.013	0.677 0.014	0.690 0.015	0.702 0.016
500.0	0.560 0.000	0.587 0.000	0.612 0.000	0.635 0.000	0.656 0.000	0.677 0.000	0.696 0.001	0.714 0.001	0.731 0.001	0.748 0.001	0.763 0.001

Tabella 5-4: Valori dei coefficienti I_1 e I_2 (Fonte: Joseph E. Bowles, P.E., S.E., Foundation analysis and design)

TABLE 5-2
Values of I_1 and I_2 to compute the Steinbrenner influence factor I_s for use in Eq. (5-16a) for several $N = H/B'$ and $M = L/B$ ratios (continued)

N	$M = 2.5$	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	25.0	50.0	100.0
0.2	$I_1 = 0.007$	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006
	$I_2 = 0.043$	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044
0.4	0.026	0.024	0.024	0.024	0.024	0.024	0.024	0.024	0.024	0.024	0.024
	0.074	0.075	0.075	0.075	0.076	0.076	0.076	0.076	0.076	0.076	0.076
0.6	0.053	0.051	0.050	0.050	0.050	0.049	0.049	0.049	0.049	0.049	0.049
	0.094	0.097	0.097	0.098	0.098	0.098	0.098	0.098	0.098	0.098	0.098
0.8	0.086	0.082	0.081	0.080	0.080	0.080	0.079	0.079	0.079	0.079	0.079
	0.107	0.111	0.112	0.113	0.113	0.113	0.113	0.114	0.114	0.114	0.114
1.0	0.121	0.115	0.113	0.112	0.112	0.112	0.111	0.111	0.110	0.110	0.110
	0.114	0.120	0.122	0.123	0.123	0.124	0.124	0.124	0.125	0.125	0.125
1.5	0.207	0.197	0.194	0.192	0.191	0.190	0.190	0.189	0.188	0.188	0.188
	0.118	0.130	0.134	0.136	0.137	0.138	0.138	0.139	0.140	0.140	0.140
2.0	0.284	0.271	0.267	0.264	0.262	0.261	0.260	0.259	0.257	0.256	0.256
	0.114	0.131	0.136	0.139	0.141	0.143	0.144	0.145	0.147	0.147	0.148
3.0	0.402	0.392	0.386	0.382	0.378	0.376	0.374	0.373	0.368	0.367	0.367
	0.097	0.122	0.131	0.137	0.141	0.144	0.145	0.147	0.152	0.153	0.154
4.0	0.484	0.484	0.479	0.474	0.470	0.466	0.464	0.462	0.453	0.451	0.451
	0.082	0.110	0.121	0.129	0.135	0.139	0.142	0.145	0.154	0.155	0.156
5.0	0.553	0.554	0.552	0.548	0.543	0.540	0.536	0.534	0.522	0.519	0.519
	0.070	0.098	0.111	0.120	0.128	0.133	0.137	0.140	0.154	0.156	0.157
6.0	0.585	0.609	0.610	0.608	0.604	0.601	0.598	0.595	0.579	0.576	0.575
	0.060	0.087	0.101	0.111	0.120	0.126	0.131	0.135	0.153	0.157	0.157
7.0	0.618	0.653	0.658	0.658	0.656	0.653	0.650	0.647	0.628	0.624	0.623
	0.053	0.078	0.092	0.103	0.112	0.119	0.125	0.129	0.152	0.157	0.158
8.0	0.643	0.688	0.697	0.700	0.700	0.698	0.695	0.692	0.672	0.666	0.665
	0.047	0.071	0.084	0.095	0.104	0.112	0.118	0.124	0.151	0.156	0.158
9.0	0.663	0.716	0.730	0.736	0.737	0.736	0.735	0.732	0.710	0.704	0.702
	0.042	0.064	0.077	0.088	0.097	0.105	0.112	0.118	0.149	0.156	0.158
10.0	0.679	0.740	0.758	0.766	0.770	0.770	0.770	0.768	0.745	0.738	0.735
	0.038	0.059	0.071	0.082	0.091	0.099	0.106	0.112	0.147	0.156	0.158
20.0	0.756	0.856	0.896	0.925	0.945	0.959	0.969	0.977	0.982	0.965	0.957
	0.020	0.031	0.039	0.046	0.053	0.059	0.065	0.071	0.124	0.148	0.156
500.0	0.832	0.977	1.046	1.102	1.150	1.191	1.227	1.259	1.532	1.721	1.879
	0.001	0.001	0.002	0.002	0.002	0.003	0.003	0.003	0.008	0.016	0.031

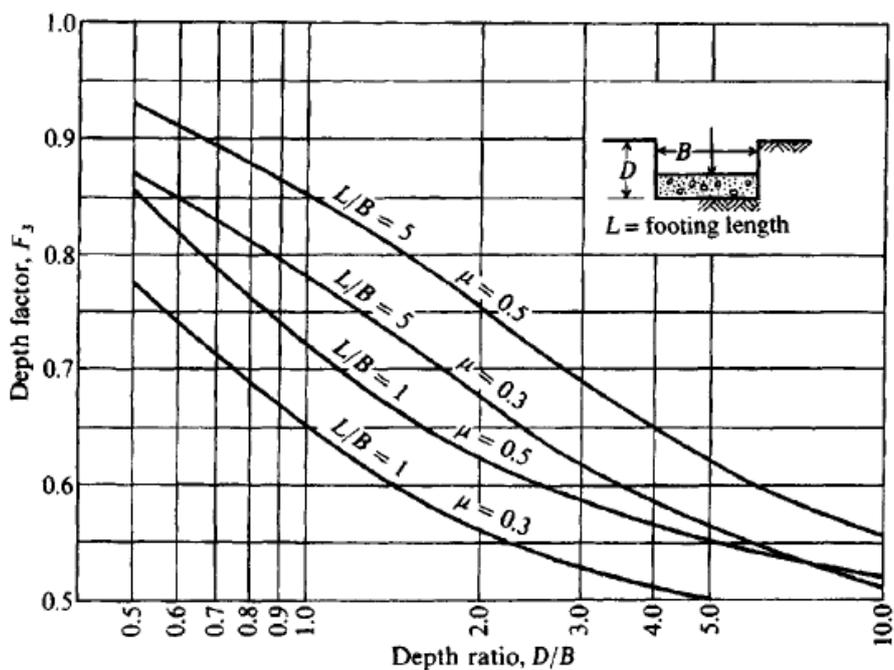


Figura 1 – Grafico per la determinazione del coefficiente I_F (Fonte: Joseph E. Bowles, P.E., S.E., Foundation analysis and design)

6 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

Nel seguente paragrafo è riportata la valutazione dei parametri di pericolosità sismica utili alla determinazione delle azioni sismiche di progetto dell'opera cui si riferisce il presente documento, in accordo a quanto specificato a riguardo dal D.M. 17 gennaio 2018 e relativa circolare applicativa.

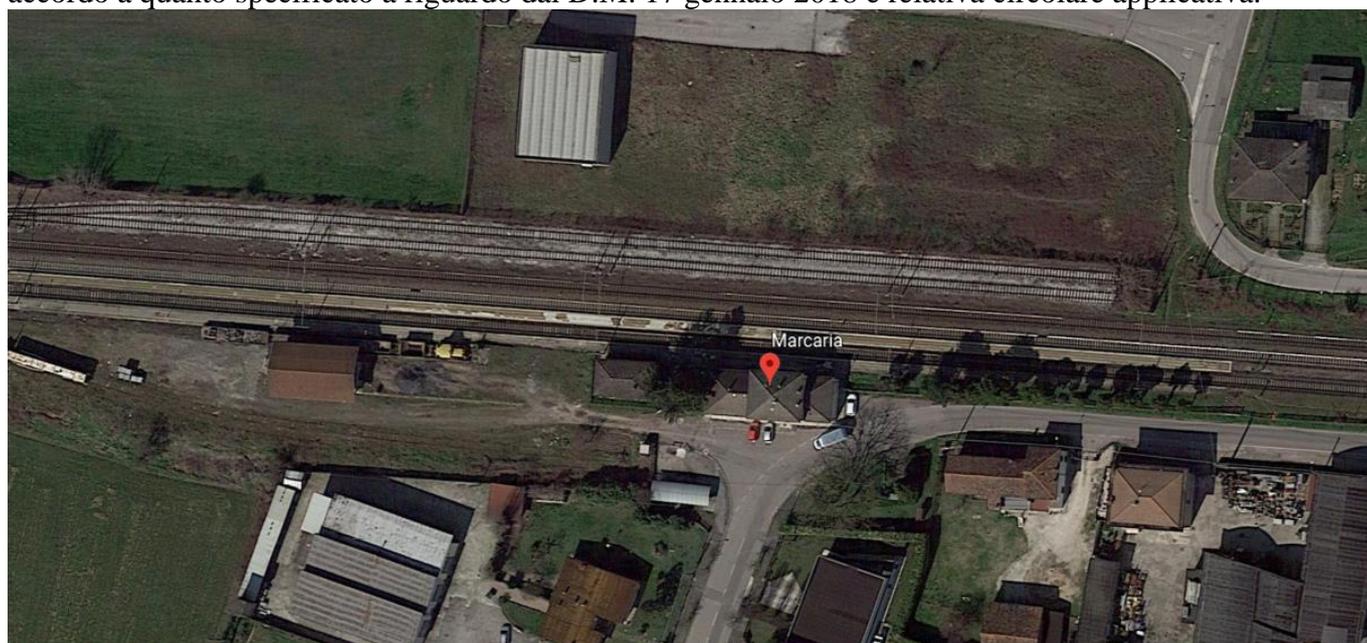


Figura 2 – Configurazione planimetrica tracciato

Le coordinate del sito sono:

45°07'28"N

10°32'00"E

6.1 Vita nominale e classe d'uso

Per la valutazione dei parametri di pericolosità sismica è necessario definire, oltre alla localizzazione geografica del sito, la Vita nominale dell'opera strutturale (VN), 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, e la Classe d'Uso a cui è associato un coefficiente d'uso (CU).

Per l'opera in oggetto si considera una vita nominale: $V_N = 50$ anni. Riguardo invece la Classe d'Uso, all'opera in oggetto è stata assunta, cautelativamente, una Classe III a cui è associato un coefficiente d'uso pari a (NTC – Tabella 2.4.II): $C_u = 1.5$.

I parametri di pericolosità sismica vengono quindi valutati in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale V_n per il coefficiente d'uso C_u , ovvero:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Pertanto, per l'opera in oggetto, il periodo di riferimento è pari a $V_R = 50 \times 1.5 = 75$ anni.

6.2 Parametri di pericolosità sismica

La valutazione dei parametri di pericolosità sismica, che ai sensi del D.M. 17.01.2018, costituiscono il dato base per la determinazione delle azioni sismiche di progetto su una costruzione (forme spettrali e/o forze inerziali) dipendono, come già in parte anticipato in precedenza, dalla localizzazione geografica del sito, dalle caratteristiche della costruzione (Periodo di riferimento per valutazione azione sismica / VR) oltre che dallo Stato Limite di riferimento/Periodo di ritorno dell'azione sismica.

In accordo a quanto riportato in Allegato A delle Norme Tecniche per le costruzioni DM 17-0118, si ottiene per il sito in esame:



Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione
superficie rigata

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

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0,037	2,568	0,243
SLD	75	0,045	2,560	0,269
SLV	712	0,093	2,606	0,317
SLC	1462	0,118	2,583	0,324

Tabella di riepilogo Parametri di pericolosità sismica

6.3 Categoria di sottosuolo e categoria topografica

Le Categoria di Sottosuolo e le Condizioni Topografiche sono valutate come descritte al punto 3.2.2 del DM

17.01.18. Per il caso in esame si è assunta una categoria di sottosuolo di tipo C e una classe Topografica T1.

7 DESCRIZIONE DELL'OPERA

7.1 Generalità

Le opere di fondazione del tipo **F1**, da realizzare alla base dei pilastri in corrispondenza alle assi strutturali 1-4 e 13-16, consistono in plinti di fondazione in cls armato monolitico, di dimensioni pari a 200 x 200 x 60 cm, uniti tramite un cordolo monolitico di dimensioni pari a 80x60 cm. Il contributo del cordolo alla rigidezza dei plinti è stato trascurato a favore di sicurezza. Il piano di posa è pari a -1.50m dal piano banchina. I montanti sui fili strutturali 5 e 12 sono fondati su platee di fondazione di dimensioni pari a 180 x 425 x 60 cm. Il resto dei montanti in corrispondenza del sottopasso della stazione ferroviaria sono innestati sulla struttura rampa scale, che non è oggetto della presente relazione.

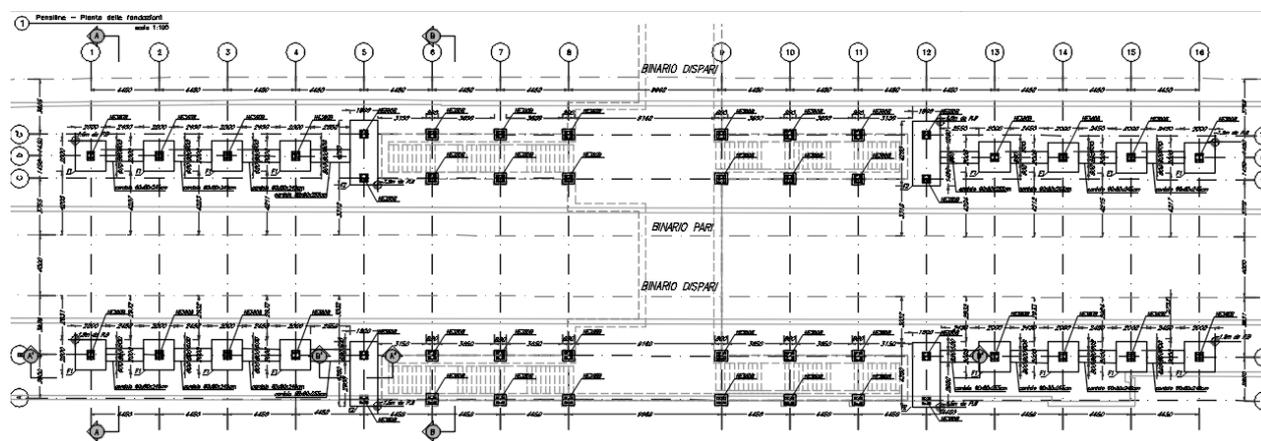
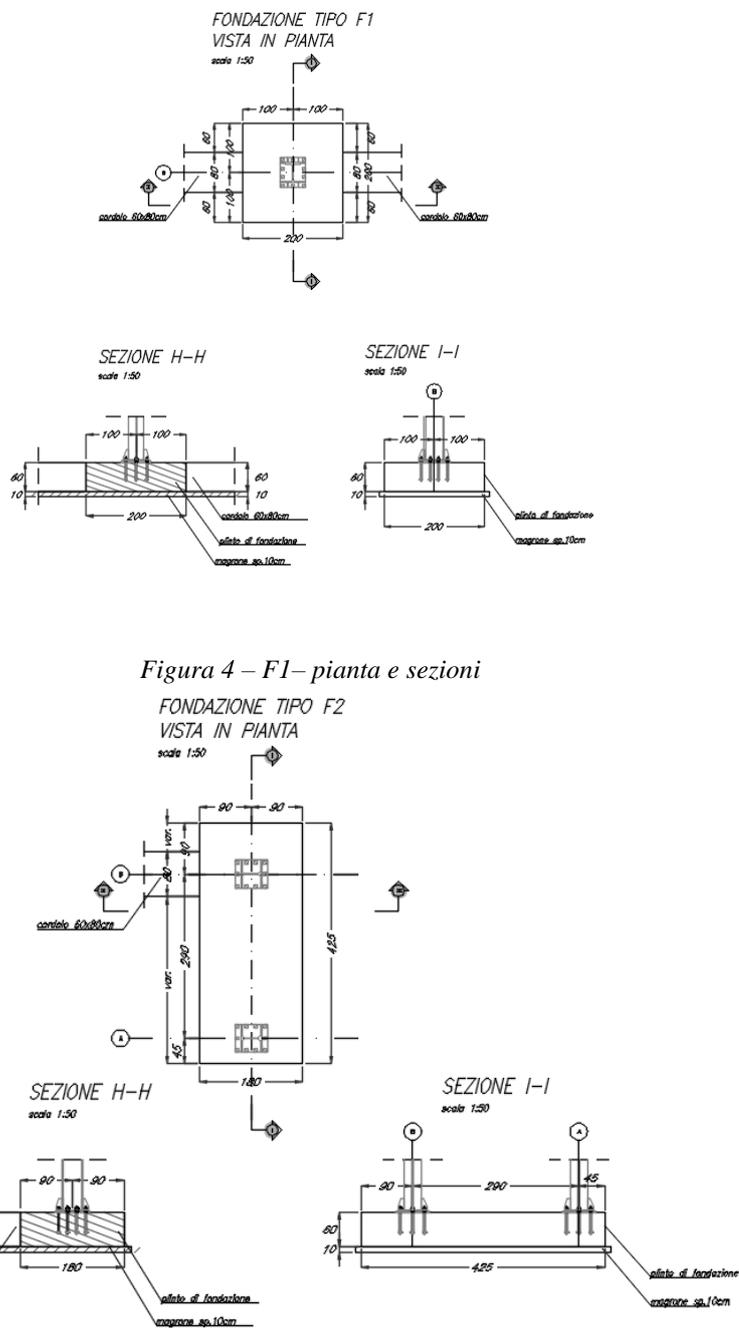


Figura 3 – Inquadramento planimetrico



7.2 Unità di misura

Nel seguito si adotteranno le seguenti unità di misura:

- per le lunghezze \Rightarrow m, mm
- per i carichi \Rightarrow kN, kN/m², kN/m³
- per le azioni di calcolo \Rightarrow kN, kNm
- per le tensioni \Rightarrow Mpa

8 MODELLO DI CALCOLO

8.1 Codice di calcolo

Per le analisi delle strutture sovrastanti è stato utilizzato il Sap 2000 v.21.0.2, le cui caratteristiche sono state esposte nella relazione di calcolo della pensilina.

8.2 Tipo di analisi svolta

L'analisi condotta, sulla struttura sovrastante è una analisi 3D in cui la struttura viene discretizzata in elementi tipo trave.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi dinamica lineare con spettro secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 17/01/2018.

Le reazioni nei vincoli strutturali, ottenute dal modello di calcolo della pensilina (doc. di rif. relazioni di calcolo della pensilina ferroviaria NM2503D44CLFV1300001A e NM2503D44CLFV1300002A), sono state usate per il dimensionamento delle fondazioni.

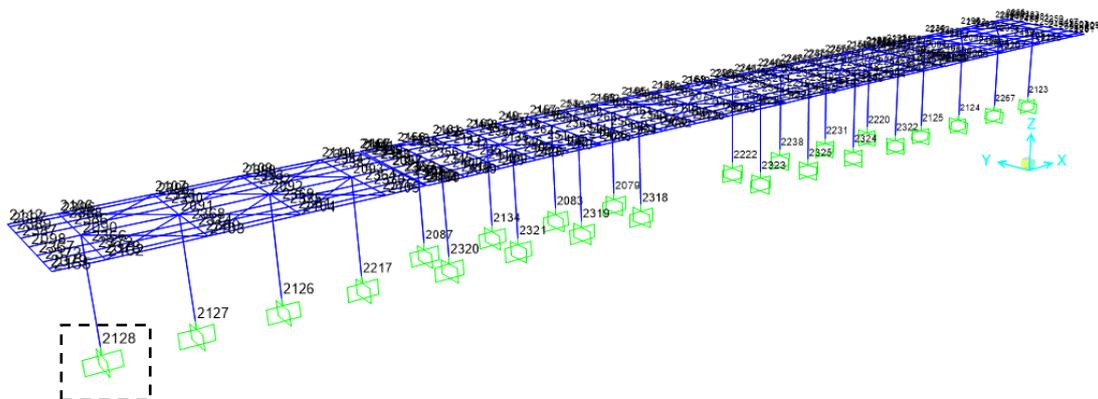
Le fondazioni a plinto (F1), sono state esaminate tramite un semplice calcolo a mano.

La platea di fondazione (F2) è invece modellata attraverso elementi tipo area. Tutti gli elementi strutturali presentano caratteristiche geometriche e meccaniche in accordo con le proprietà reali dei materiali e delle sezioni che li rappresentano.

L'interazione tra terreno e struttura è stata studiata ipotizzando un comportamento elastico del terreno. La platea di fondazione è poggiata a terra su un letto di molle alla Winkler la cui rigidezza viene assegnata per unità di lunghezza di elemento. Il coefficiente di fondazione (Winkler) adottato nel modello è stato calcolato nel punto 5.1 della presente relazione per ciascun tipo di fondazione.

Nelle figure seguenti si riporta la numerazione del nodo vincolato maggiormente sollecitato, oggetto della presente relazione:

3-D View



8.3 Combinazioni di carico

Ai fini della determinazione delle sollecitazioni di verifica, le azioni elementari descritte al precedente paragrafo, vanno combinate nei vari stati limite di verifica previsti (Esercizio, Stati limite Ultimo statico e Sismico) in accordo a quanto previsto al punto 2.5.3 delle NTC18, tenendo conto dell'approccio di verifica scelto; a tal fine, si riportano per maggiore chiarezza le espressioni generali dei criteri di combinazione delle azioni definiti al 2.5.3 delle DM 17.01.18:

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

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

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

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

– Combinazione frequente generalmente 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. generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) 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:

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

dove:

$$E = \pm 1.00 \times E_x \pm 0.30 \times E_y \pm 0.30 \times E_z \text{ oppure}$$

$$E = \pm 0.30 \times E_x \pm 1.00 \times E_y \pm 0.30 \times E_z \text{ oppure}$$

$$E = \pm 1.00 \times E_x \pm 0.30 \times E_y \pm 1.00 \times E_z$$

avendo indicato con E_x , E_y e E_z rispettivamente le componenti orizzontali (X e Y) e verticale (Z) dell'azione sismica.

Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Coefficiente			EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{Ced}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

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

Azioni		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	g_{r1}	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
Gruppi di carico	g_{r2}	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	g_{r3}	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	g_{r4}	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

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

⁽²⁾ Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti Ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Tab. 2.5.I - Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6

Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Nello specifico si ha:

Gruppo	Tipo	γ	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Carichi permanenti strutturali	Permanente	1.35/1.00	1	1	1
Carichi permanenti non-strutturali	Permanente	1.5/0.8*	1	1	1
Variabile - Catenaria	Variabile	1.5	0.8	0.5	0
Temperatura	Variabile	1.5	0.6	0.5	0.5
Neve (<1000mslm)	Variabile	1.5	0.5	0.2	0
Vento	Variabile	1.5	0.6	0.5	0
Variabili-copertura (cat. H1) - Carico distribuito	Variabile	1.5	0	0	0
Variabili-Pressione aerodinamica	Variabile	1.45	0.8	0.5	0
Rottura - Catenaria	Accidentale	1	0	0	0
Sisma X-Y-Z	Sismico	1	-	-	-

* Nel caso in cui si ha una condizione di sottovento si è ipotizzato un coefficiente di sicurezza del carico NON-STRUTT pari ad 0.8 anziché 0, ipotizzando che l'assenza della superficie riduca il carico di sottovento a valori trascurabili.

Le verifiche sono state effettuate applicando la combinazione A1+M1+R3 prevista dall'Approccio 2.

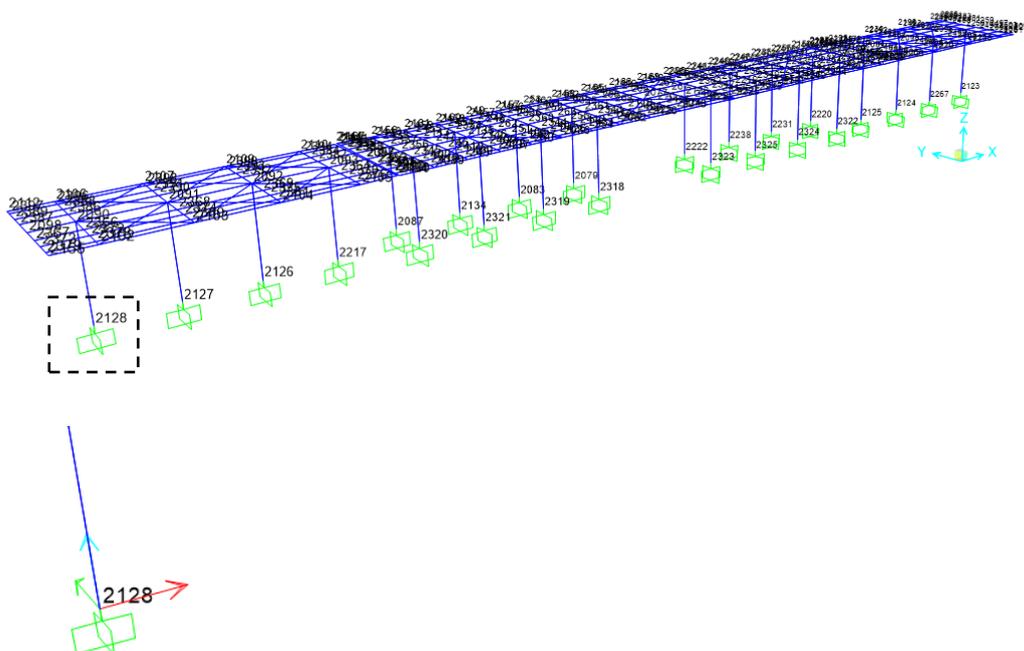
9 SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

9.1 Risultati

9.1.1 Plinto di Fondazione F1

Nelle tabelle seguenti si riassumono i risultati governanti le verifiche, ottenuti dal calcolo strutturale, per il plinto di fondazione del tipo **F1**, indicando con N le azioni assiali, V le azioni taglianti e M i momenti flettenti per il nodo **2128**, maggiormente sollecitato.

3-D View



Asse Rossa = Asse 1
Asse Verde = Asse 2
Asse Blu = Asse 3

Segue un tabella riassuntiva delle reazioni dalle condizioni di carico caratteristiche, combinazioni EQU, SLU, SLV ed SLE Rare, adottate per il dimensionamento della fondazione nel nodo maggiormente sollecitato.

TABLE: Joint Reactions								
Nodo	Condizione di carico	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
2128	PESO PROPRIO	LinStatic	-0.58	0.00	35.10	0.24	-1.12	0.00
2128	COPERTURA	LinStatic	-0.67	0.00	52.05	0.30	-1.30	0.00
2128	NEVE	LinStatic	-0.45	0.00	34.86	0.09	-0.87	0.00
2128	VENTO	LinStatic	-0.61	-5.76	47.21	28.21	-1.17	0.00
2128	C.AERO-MENSOLA-SX	LinStatic	-0.45	-10.08	35.50	49.07	-0.87	0.00
2128	C.AERO-MENSOLA-DX	LinStatic	-0.16	0.37	-0.19	-2.06	-0.52	0.00
2128	C.AERO-MENSOLA-C1	LinStatic	0.04	1.41	0.13	-8.01	0.13	-0.01
2128	C.AERO-MENSOLA-C2	LinStatic	0.25	-2.42	8.19	9.30	0.43	0.01
2128	CARICHI VARIABILI	LinStatic	-0.28	0.00	21.67	0.06	-0.54	0.00
2128	TEMPERATURA	LinStatic	1.83	0.00	1.50	0.00	5.97	0.00
2128	Nte	LinStatic						
2128	V1te	LinStatic						
2128	V2te	LinStatic						
2128	Rottura_catenaria	LinStatic	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Nodo	Combinazione di progetto	Analisi	F1	F2	F3	M1	M2	M3
		Tipo	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
2128	0.9xPP+0.8xCop-1.5xVento-0.8x1.5xAero_4	EQU 01	-0.45	11.55	-7.41	-53.02	-0.81	-0.01
2128	0.9xPP+0.8xCop-Vento-Aero_1	EQU 02	0.00	15.84	-9.48	-76.82	0.00	0.00
2128	1.3xPP+1.5xCop+Vento+Aero_1+0.5xNeve	SLU 01	-3.05	-15.84	223.84	78.08	-5.88	0.00
2128	1.0xPP+0.8xCop-1.5xVento-0.8x1.5xAero_4	SLU 02	-0.51	11.55	-3.90	-52.99	-0.92	-0.01
2128	1.0xPP+0.8xCop-Vento-Aero_1	SLU 03	-0.06	15.84	-5.97	-76.80	-0.12	0.00
2128	PP+Cop+Vento+Aero_1+0.5xNeve	SLE 01	-2.54	-15.84	187.29	77.86	-4.89	0.00
2128	PP+Cop-Vento-0.8xAero_4	SLE 02	-0.85	7.70	33.39	-35.11	-1.59	-0.01
2128	PP+Cop-Vento-Aero_1	SLE 03	-0.19	15.84	4.44	-76.73	-0.38	0.00

TABLE: Reazioni									
Nodo	Combinazione	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
2128	SLV_1	Combination	Max	21.877	4.976	110.49	36.057	72.0527	0.0015
2128	SLV_1	Combination	Min	-24.385	-4.973	63.81	-34.9789	-76.8893	-0.0014
2128	SLV_9	Combination	Max	5.693	16.358	94.322	117.3939	19.9383	0.0036

2128	SLV_9	Combination	Min	-8.201	-16.355	79.979	-116.3158	-24.7749	-0.0034
2128	SLV_17	Combination	Max	5.687	4.957	94.192	35.782	19.9266	0.0012
2128	SLV_17	Combination	Min	-8.195	-4.954	80.108	-34.704	-24.7632	-0.0011

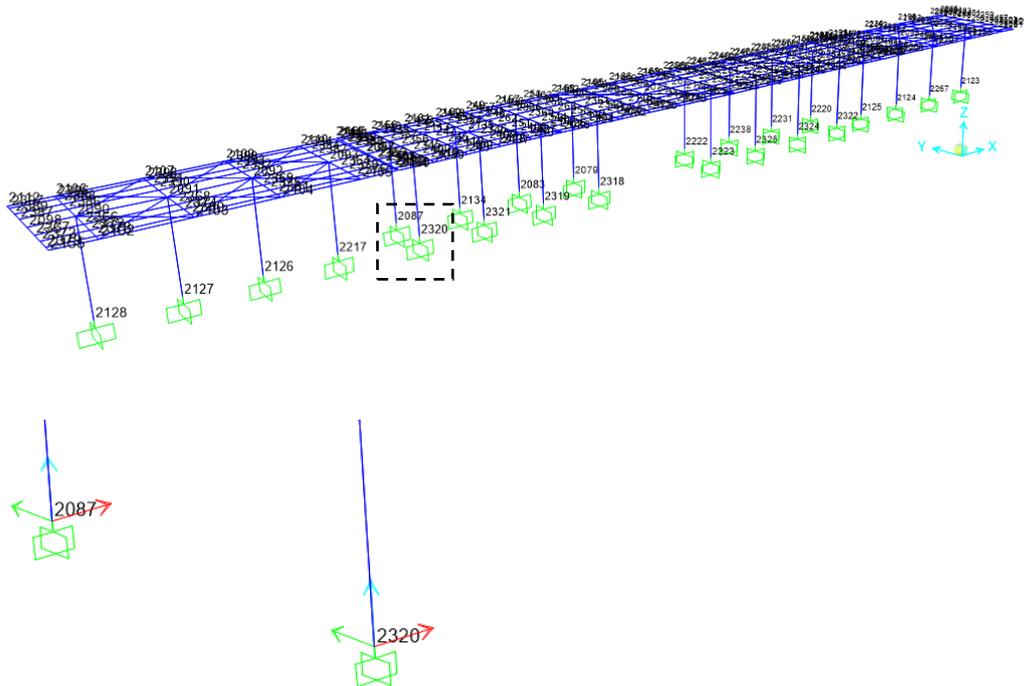
9.1.2 Soletta di Fondazione F2

Nelle tabelle seguenti si riassumono i risultati governanti le verifiche, ottenuti dal calcolo strutturale, per la soletta di fondazione del tipo **F2**, indicando con **N** le azioni assiali, **V** le azioni taglianti e **M** i momenti flettenti per i nodi 2087 e 2320.

NOTA: Il peso proprio della fondazione è stato considerato automaticamente nel modello di calcolo, mentre il peso del rinterro è stato applicato come carico uniformemente distribuito, tenendo in considerazione l'altezza ($h_{\text{rinterro}} = 0.9\text{m}$) ed il peso per unità di volume del rinterro.

Segue un'illustrazione, che serve a dare un'idea al lettore delle direzioni delle reazioni risultanti.

3-D View



Asse Rossa = Asse 1

Asse Verde = Asse 2

Asse Blu = Asse 3

TABLE: Joint Reactions

Nodo	Condizione di carico	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
2087	PESO PROPRIO	LinStatic	-0.36	0.53	24.89	-1.00	-0.66	0.00
2087	COPERTURA	LinStatic	-0.41	0.99	24.69	-1.89	-0.76	0.00
2087	NEVE	LinStatic	-0.28	0.66	16.52	-1.25	-0.51	0.00
2087	VENTO	LinStatic	-0.38	-2.99	27.15	7.55	-0.70	0.00
2087	C.AERO-MENSOLA-1	LinStatic	-0.29	-6.11	25.14	14.88	-0.54	0.00
2087	C.AERO-MENSOLA-2	LinStatic	-0.11	-0.12	0.10	0.35	-0.37	0.00
2087	C.AERO-MENSOLA-3	LinStatic	0.18	0.35	-0.47	-1.04	0.59	0.00
2087	C.AERO-MENSOLA-4	LinStatic	0.43	-2.43	8.75	3.61	0.52	0.00
2087	CARICHI VARIABILI	LinStatic	-0.17	0.41	10.27	-0.78	-0.32	0.00
2087	TEMPERATURA	LinStatic	19.41	-0.40	18.40	1.30	63.95	0.00
2087	Nte	LinStatic	0.01	-0.02	0.07	0.01	0.02	0.00
2087	V1te	LinStatic	-0.52	-4.22	22.87	11.87	-1.49	0.00
2087	V2te	LinStatic	-0.34	0.09	-0.54	-0.26	-1.18	0.00
2087	Rottura_catenaria	LinStatic	-2.15	0.52	-3.19	-1.53	-7.11	0.00
Nodo	Combinazione di carico	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
2087	$0.9xPP+0.8xCop-1.5x(V1te+V2te-Nte)-0.6x1.5xVento-0.8x1.5xAero_4$	EQU 01	0.48	13.05	-26.18	-30.94	2.83	-0.01
2087	$0.9xPP+0.8xCop-0.8x1.5x(V1te+V2te-Nte)-1.5xVento-0.8x1.5xAero_4$	EQU 02	0.45	13.61	-35.79	-31.99	2.44	-0.01
2087	$0.9xPP+0.8xCop-0.8x(V1te+V2te-Nte)-Vento-Aero_1$	EQU 03	0.71	13.66	-27.95	-34.12	2.18	0.00
2087	$0.9xPP+0.8xCop-0.8x1.5x(V1te+V2te-Nte)-1.5xTemperatura$	EQU 04	-28.72	6.80	-12.17	-18.28	-93.92	-0.01
2087	$1.3xPP+1.5xCop+1.5x(V1te+V2te+Nte)+0.6x1.5xVento+0.8x1.5xAero_4+0.5x1.5xNeve$	SLU 01	-2.42	-9.16	150.32	23.48	-6.36	0.01
2087	$1.3xPP+1.5xCop+0.8x(V1te+V2te+Nte)+Vento+Aero_1+0.5xNeve$	SLU 02	-2.59	-9.92	147.86	26.96	-5.61	0.00
2087	$1.0xPP+0.8xCop-1.5x(V1te+V2te-Nte)-0.6x1.5xVento-0.8x1.5xAero_4$	SLU 03	0.45	13.10	-23.69	-31.04	2.76	-0.01
2087	$1.0xPP+0.8xCop-0.8x1.5x(V1te+V2te-Nte)-1.5xVento-0.8x1.5xAero_4$	SLU 04	0.41	13.66	-33.30	-32.09	2.38	-0.01
2087	$1.0xPP+0.8xCop-0.8x(V1te+V2te-Nte)-Vento-Aero_1$	SLU 05	0.68	13.71	-25.46	-34.22	2.11	0.00
2087	$1.0xPP+0.8xCop-1.5x0.8x(V1te+V2te-Nte)-1.5xTemperatura$	SLU 06	-28.76	6.85	-9.68	-18.38	-93.98	-0.01
2087	$1.3xPP+1.5xCop+1.5x0.8x(V1te+V2te+Nte)+1.5xTemperatura$	SLU 07	26.99	-3.39	123.88	11.75	90.76	0.01
2087	$PP+Cop+V1te+V2te+Nte+0.6xVento+0.8xAero_4+0.5xNeve$	SLE 01	-1.66	-6.03	103.53	15.52	-4.33	0.01
2087	$PP+Cop+0.8x(V1te+V2te+Nte)+Vento+Aero_1+0.5xNeve$	SLE 02	-2.27	-10.57	128.05	28.20	-5.03	0.00

2087	<i>PP+Cop-(V1te+V2te-Nte)-0.6xVento-0.8xAero_4</i>	SLE 03	-0.02	9.37	4.02	-21.91	1.26	-0.01
2087	<i>PP+Cop-0.8x(V1te+V2te-Nte)-Vento-0.8xAero_4</i>	SLE 04	-0.04	9.74	-2.38	-22.61	1.01	0.00
2087	<i>PP+Cop-0.8x(V1te+V2te-Nte)-Vento-Aero_1</i>	SLE 05	0.60	13.91	-20.52	-34.60	1.96	0.00
2087	<i>1.0xPP+1.0xCop-0.8x(V1te+V2te-Nte)-Temperatura</i>	SLE 06	-19.48	5.21	13.37	-13.47	-63.23	-0.01
2087	<i>1.0xPP+1.0xCop+0.8x(V1te+V2te+Nte)+Temperatura</i>	SLE 07	17.94	-2.19	85.90	7.70	60.42	0.01
2320	PESO PROPRIO	LinStatic	-0.36	-0.53	24.85	1.01	-0.66	0.00
2320	COPERTURA	LinStatic	-0.41	-0.99	24.62	1.90	-0.76	0.00
2320	NEVE	LinStatic	-0.28	-0.66	16.47	1.26	-0.51	0.00
2320	VENTO	LinStatic	-0.37	-4.77	17.55	10.94	-0.68	0.00
2320	C.AERO-MENSOLA-1	LinStatic	-0.27	-7.43	8.45	17.39	-0.50	0.00
2320	C.AERO-MENSOLA-2	LinStatic	0.03	-0.12	-0.19	0.35	0.11	0.00
2320	C.AERO-MENSOLA-3	LinStatic	-0.14	0.35	0.51	-1.04	-0.46	0.00
2320	C.AERO-MENSOLA-4	LinStatic	0.82	-3.14	7.78	4.96	1.73	0.00
2320	CARICHI VARIABILI	LinStatic	-0.17	-0.41	10.24	0.79	-0.32	0.00
2320	TEMPERATURA	LinStatic	19.41	0.40	18.41	-1.29	63.96	0.00
2320	Nte	LinStatic	-0.06	-0.01	18.32	0.01	-0.10	0.00
2320	V1te	LinStatic	0.66	-1.29	-22.50	6.30	1.71	0.00
2320	V2te	LinStatic	-0.08	0.10	-1.24	-0.28	-1.07	0.00
2320	Rottura_catenaria	LinStatic	-3.73	0.54	-2.61	-1.57	-12.22	0.00
Nodo	Combinazione di carico	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
2320	<i>0.9xPP+0.8xCop-1.5x(V1te+V2te-Nte)-0.6x1.5xVento-0.8x1.5xAero_4</i>	EQU 01	-2.27	8.56	80.02	-22.40	-3.77	-0.01
2320	<i>0.9xPP+0.8xCop-0.8x1.5x(V1te+V2te-Nte)-1.5xVento-0.8x1.5xAero_4</i>	EQU 02	-1.86	11.07	56.87	-27.16	-3.15	-0.01
2320	<i>0.9xPP+0.8xCop-0.8x(V1te+V2te-Nte)-Vento-Aero_1</i>	EQU 03	-0.53	11.87	49.71	-30.71	-0.62	0.00
2320	<i>0.9xPP+0.8xCop-0.8x1.5x(V1te+V2te-Nte)-1.5xTemperatura</i>	EQU 04	-30.54	-0.45	64.92	-2.85	-98.03	0.00
2320	<i>1.3xPP+1.5xCop+1.5x(V1te+V2te+Nte)+0.6x1.5xVento+0.8x1.5xAero_4+0.5x1.5xNeve</i>	SLU 01	0.14	-12.54	98.56	29.95	-0.12	0.01
2320	<i>1.3xPP+1.5xCop+0.8x(V1te+V2te+Nte)+Vento+Aero_1+0.5xNeve</i>	SLU 02	-1.45	-15.67	99.11	37.94	-3.01	0.00
2320	<i>1.0xPP+0.8xCop-1.5x(V1te+V2te-Nte)-0.6x1.5xVento-0.8x1.5xAero_4</i>	SLU 03	-2.31	8.51	82.50	-22.30	-3.84	-0.01
2320	<i>1.0xPP+0.8xCop-0.8x1.5x(V1te+V2te-Nte)-1.5xVento-0.8x1.5xAero_4</i>	SLU 04	-1.90	11.01	59.35	-27.06	-3.21	-0.01
2320	<i>1.0xPP+0.8xCop-0.8x(V1te+V2te-Nte)-Vento-Aero_1</i>	SLU 05	-0.56	11.82	52.19	-30.61	-0.68	0.00
2320	<i>1.0xPP+0.8xCop-1.5x0.8x(V1te+V2te-Nte)-1.5xTemperatura</i>	SLU 06	-30.58	-0.50	67.40	-2.75	-98.09	0.00
2320	<i>1.3xPP+1.5xCop+1.5x0.8x(V1te+V2te+Nte)+1.5xTemperatura</i>	SLU 07	28.65	-3.03	90.32	9.45	94.57	0.00
2320	<i>PP+Cop+V1te+V2te+Nte+0.6xVento+0.8xAero_4+0.5xNeve</i>	SLE 01	0.04	-8.43	69.02	20.10	-0.17	0.00
2320	<i>PP+Cop+0.8x(V1te+V2te+Nte)+Vento+Aero_1+0.5xNeve</i>	SLE 02	-1.14	-15.01	79.35	36.69	-2.43	0.00

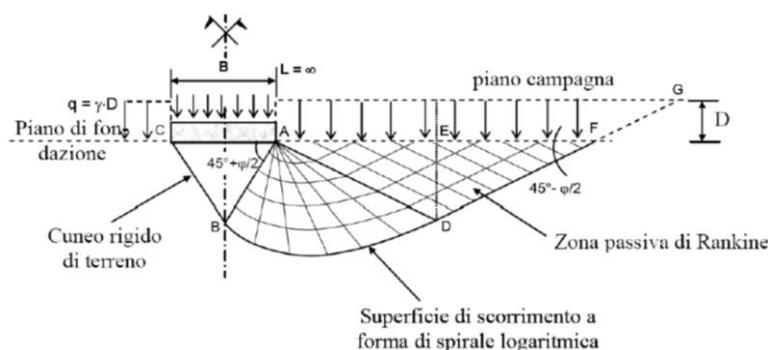
2320	$PP+Cop-(V1te+V2te-Nte)-0.6xVento-0.8xAero_4$	SLE 03	-1.85	5.03	74.77	-13.64	-3.14	-0.01
2320	$PP+Cop-0.8x(V1te+V2te-Nte)-Vento-0.8xAero_4$	SLE 04	-1.58	6.70	59.34	-16.82	-2.72	0.00
2320	$PP+Cop-0.8x(V1te+V2te-Nte)-Vento-Aero_1$	SLE 05	-0.65	11.62	57.11	-30.23	-0.83	0.00
2320	$1.0xPP+1.0xCop-0.8x(V1te+V2te-Nte)-Temperatura$	SLE 06	-20.70	-0.97	64.70	-0.61	-65.97	0.00
2320	$1.0xPP+1.0xCop+0.8x(V1te+V2te+Nte)+Temperatura$	SLE 07	19.05	-2.09	63.53	6.44	62.96	0.00

TABLE: Joint Reactions									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
2087	SLV_1	Combination	Max	12.917	5.931	72.797	10.1462	43.8747	0.0019
2087	SLV_1	Combination	Min	-14.467	-2.893	26.366	-15.935	-46.7213	-0.0018
2087	SLV_9	Combination	Max	3.434	15.997	82.652	40.1314	12.472	0.0022
2087	SLV_9	Combination	Min	-4.984	-12.96	16.511	-45.9202	-15.3186	-0.0021
2087	SLV_17	Combination	Max	3.357	5.878	62.572	10.0441	12.2401	0.0009587
2087	SLV_17	Combination	Min	-4.907	-2.84	36.591	-15.8329	-15.0868	-0.0008682
2320	SLV_1	Combination	Max	12.918	2.891	72.679	15.9444	43.8773	0.0018
2320	SLV_1	Combination	Min	-14.467	-5.932	26.247	-10.1362	-46.7204	-0.0019
2320	SLV_9	Combination	Max	3.434	12.958	82.535	45.9299	12.4739	0.0021
2320	SLV_9	Combination	Min	-4.984	-15.999	16.391	-40.1217	-15.317	-0.0021
2320	SLV_17	Combination	Max	3.358	2.839	62.453	15.8426	12.2421	0.000876
2320	SLV_17	Combination	Min	-4.907	-5.88	36.472	-10.0344	-15.0852	-0.0009474

10 VERIFICHE

10.1 Verifica al carico limite

Per il calcolo del carico limite di una fondazione diretta (figura sottostante), l'espressione più generale è quella proposta da Brinch-Hansen (1970), la quale consente un'estensione della soluzione proposta da Terzaghi (1943), ottenuta con la sovrapposizione di soluzioni relativi a casi particolari.



Per quanto riguarda il calcolo in tensioni efficaci, la formula trinomia del carico limite, con l'aggiunta dei coefficienti correttivi che riporta la trattazione teorica iniziale alle applicazioni pratiche assume la seguente espressione:

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma \quad [1]$$

dove:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi} \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg} \phi$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi$$

[2]

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma della fondazione; [3]

Fattori di forma (Vesic, 1975)

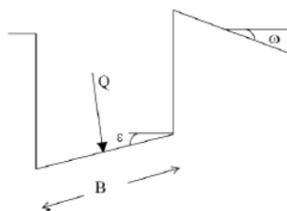
Forma della fondazione	s_c	s_q	s_γ
Rettangolare	$1 + \frac{B'}{L'} \cdot \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \frac{B'}{L'} \cdot \tan \phi$	$1 - 0,4 \cdot \frac{B'}{L'}$
Circolare o quadrata	$1 + \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \tan \phi$	0,6

i_c, i_q, i_g : fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico; [4]

Fattori di inclinazione del carico (Vesic, 1975)

Terreno	i_c	i_q	i_γ
$\phi = 0$ argilla satura in condizioni non drenate	$1 - \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot c_u \cdot N_c}$	1	1
$c > 0, \phi > 0$ argilla in condi- zioni drenate	$i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$	$\left[1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c' \cdot \cot g \phi'} \right]^{m+1}$	$\left[1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c' \cdot \cot g \phi'} \right]^{m+1}$
$c = 0$ sabbia	-	$\left(1 - \frac{H}{V} \right)^m$	$\left(1 - \frac{H}{V} \right)^{m+1}$
$m = m_L \cdot \cos^2 \vartheta$ $+ m_B \cdot \sin^2 \vartheta$	$m_B = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$	$m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$	ϑ è l'angolo fra la direzione del carico proiettata sul piano di fondazione e la direzione di L

b_c, b_q, b_g : fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base di fondazione; [5]



Fattori di inclinazione del piano di posa ($\varepsilon < \pi/4$) (Hansen, 1970)

b_c	b_q	b_γ
$b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \phi}$	$(1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$	$(1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$

d_c, d_q, d_g : fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa; [6]

$$d_q = 1 + 2 \cdot \frac{D}{B} \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \quad (D \leq B)$$

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

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

g_c, g_q, g_r : coefficienti correttivi dell'inclinazione della superficie del terreno ($\omega < \pi/4$; $\omega < \phi$), unitari nei casi in esame (superficie del terreno piana)

g_c	g_q	g_r
$g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot \tan \phi}$	$(1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega$	$\frac{g_q}{\cos \omega}$

Nella valutazione del carico limite si dovrà sempre far riferimento all'area effettiva equivalente, introducendo nel calcolo le eccentricità lungo B e lungo L, dovute all'applicazione dei momenti flettenti ML e MB, e, quindi vanno utilizzati nelle formulazioni i valori: $L_{y,eq} = B - 2eB$ e $L_{x,eq} = L - 2eL$, con $e = M_i / N_i$ [7].

Vengono analizzate le diverse situazioni con inclinazione del vento variabile. I valori delle azioni permanenti e temporanee variabili sono già comprensivi dei coefficienti di combinazione.

m_{CL} : coefficiente di sicurezza [8]

$$m_{CL} = \frac{q_{lim} * L_{x,eq} * L_{y,eq}}{R_A^{int}}$$

NOTA: Facendo riferimento alla stratigrafia del terreno, le solette di fondazione sono poste a quota -1.5m da P.B., alla quale corrisponde lo strato WRa1. Essendo, comunque, il livello della falda ad 5.50 m dal P.C., e lo strato WRa1 di natura coesiva, la verifica al carico limite è stata svolta sia in condizioni drenate e non drenate.

Le seguenti caratteristiche del terreno sono stati considerati:

In condizioni drenate

$$\phi' = 27^\circ$$

In condizioni non-drenate

$$c_u = 70 \text{ kPa}$$

10.1.1 Plinto di Fondazione F1

Segue una tabella riassuntiva delle combinazioni di progetto, utilizzate per le verifiche al carico limite. Il peso proprio della fondazione e del rinterro è stato aggiunto manualmente alla combinazione esposta.

TABLE: Reazioni

Nodo	Combinazione	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
2128	SLV_1	Combination	Max	21.877	4.976	110.49	36.057	72.0527	0.0015
2128	SLV_1	Combination	Min	-24.385	-4.973	63.81	-34.9789	-76.8893	-0.0014
2128	SLV_9	Combination	Max	5.693	16.358	94.322	117.3939	19.9383	0.0036
2128	SLV_9	Combination	Min	-8.201	-16.355	79.979	-116.3158	-24.7749	-0.0034
2128	SLV_17	Combination	Max	5.687	4.957	94.192	35.782	19.9266	0.0012
2128	SLV_17	Combination	Min	-8.195	-4.954	80.108	-34.704	-24.7632	-0.0011

Entrambe le verifiche, sia in condizioni drenate che non, sono state sviluppate per la combinazione di carico più gravosa, indipendentemente dalla natura del carico stesso (agente a breve o lungo termine).

10.1.1.1 Condizioni drenate

Fondazioni Dirette Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c^* N c^* s c^* d c^* i c^* b c^* g c + q^* N q^* s q^* d q^* i q^* b q^* g q + 0,5 \gamma^* B^* N \gamma^* s \gamma^* d \gamma^* i \gamma^* b \gamma^* g \gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

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

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

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

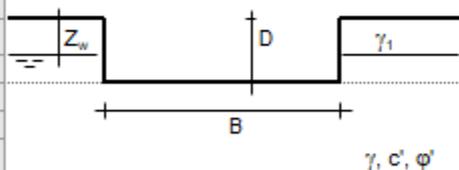
L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2^* e_L$)

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

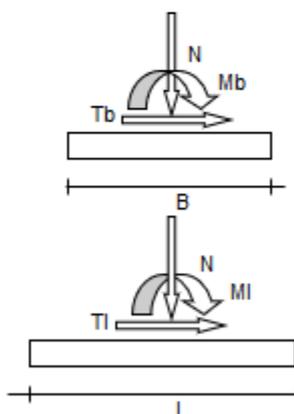
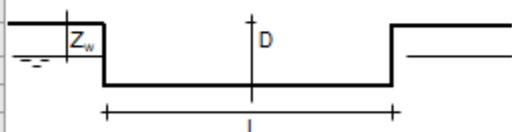
coefficienti parziali

Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno	
		permanenti	temporanee variabili	$\tan \phi'$	c'
Stato limite ultimo	○	1.00	1.30	1.25	1.60
Tensioni ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dall'utente	⊗	1.00	1.00	1.00	1.00

valori suggeriti dall'EC7

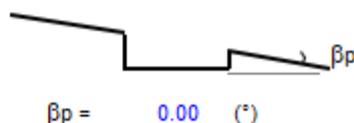


γ, c', ϕ'



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B	=	2.00	(m)
L	=	2.00	(m)
D	=	1.50	(m)
H	=	0.60	(m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporane	
N [kN]	261.24		261.24
Mb [kNm]	117.39		117.39
MI [kNm]	19.94		19.94
Tb [kN]	16.36		16.36
TI [kN]	5.69		5.69
H [kN]			17.32

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 19.00$ (kN/mc)
 $\gamma = 19.00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 0.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 27.00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 0.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 27.00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 5.50$ (m)

$e_a = 0.45$ (m)
 $e_l = 0.08$ (m)

$B^* = 1.10$ (m)
 $L^* = 1.85$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 28.50$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 19.00$ (kN/mc)

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$N_q = 13.20$

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

$N_c = 23.94$

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

$$N\gamma = 14.47$$

s_{c1} , s_{c2} , s_{γ} : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot Nq / (L \cdot Nc)$$

$$s_c = 1.33$$

$$s_{c1} = 1 + B \cdot \tan\phi' / L$$

$$s_{c1} = 1.30$$

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

$$s_{\gamma} = 0.76$$

i_b , i_{c1} , i_{γ} : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B / L) / (1 + B / L) = 1.63 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 70.81 \quad (^{\circ})$$

$$m_l = (2 + L / B) / (1 + L / B) = 1.37 \quad m = 1.60 \quad (-)$$

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

$$i_b = (1 - H / (N + B \cdot L \cdot c' \cdot \cotg\phi'))^m$$

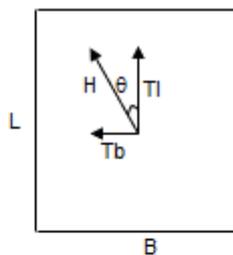
$$i_b = 0.90$$

$$i_{c1} = i_b - (1 - i_b) / (Nq - 1)$$

$$i_{c1} = 0.89$$

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

$$i_{\gamma} = 0.84$$



d_{c1} , d_{c2} , d_{γ} : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B \leq 1$; $d_{c1} = 1 + 2 D \tan\phi' (1 - \sin\phi')^2 / B$

per $D/B > 1$; $d_{c1} = 1 + (2 \tan\phi' (1 - \sin\phi')^2) \cdot \arctan(D / B)$

$$d_{c1} = 1.28$$

$$d_c = d_{c1} - (1 - d_{c1}) / (N_c \tan\phi')$$

$$d_c = 1.31$$

$$d_{\gamma} = 1$$

$$d_r = 1.00$$

$b_{0r}, b_{qr}, b_{\gamma}$: fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_{0c} = (1 - \beta_r \tan \varphi')^2 \quad \beta_r + \beta_p = 0.00 \quad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_{0c} = 1.00$$

$$b_c = b_{0c} - (1 - b_{0c}) / (N_c \tan \varphi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_{\gamma} = b_{0c}$$

$$b_{\gamma} = 1.00$$

$g_{0r}, g_{qr}, g_{\gamma}$: fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_{0c} = (1 - \tan \beta_p)^2 \quad \beta_r + \beta_p = 0.00 \quad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_{0c} = 1.00$$

$$g_c = g_{0c} - (1 - g_{0c}) / (N_c \tan \varphi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_{\gamma} = g_{0c}$$

$$g_{\gamma} = 1.00$$

Carico limite unitario

$q_{lim} = 661.11$	(kN/m ²)	R3	2.30
		qrd	287 (kN/m ²)

Pressione massima agente

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

$$q = 128.41 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = q_{lim} / q = 5.15 \quad \text{OK}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

$$H_d = 17.32 \text{ (kN)}$$

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

$$S_d = 133.11 \text{ (kN)}$$

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento

$$F_{scorr} = 7.69 \quad \text{OK}$$

10.1.1.2 Condizioni non drenate

Fondazioni Dirette Verifica in tensioni totali

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

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

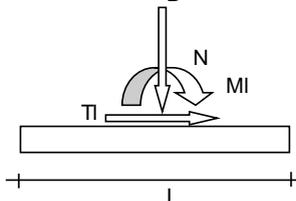
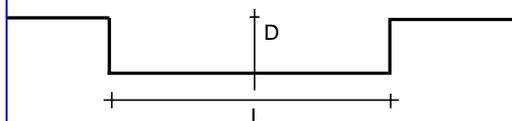
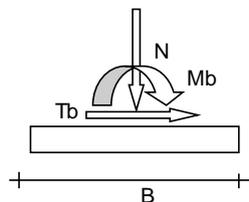
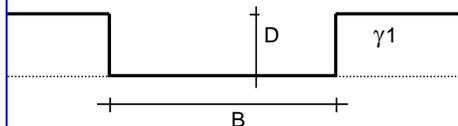
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

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

coefficienti parziali

Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno
		permanenti	temporanee variabili	c_u
Stato limite ultimo	○	1.00	1.30	1.40
Tensioni ammissibili	○	1.00	1.00	1.00
definiti dall'utente	●	1.00	1.00	1.00

valori suggeriti dall'EC7



(Per fondazioni nastriformi $L=100$ m)

B = 2.00 (m)
L = 2.00 (m)
D = 1.50 (m)



$\beta_f = 0.00$ (°)



$\beta_p = 0.00$ (°)

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	261.24	0.00	261.24
Mb [kNm]	117.39	0.00	117.39
MI [kNm]	19.94	0.00	19.94
Tb [kN]	16.36	0.00	16.36
TI [kN]	5.69	0.00	5.69
H [kN]	17.32	0.00	17.32

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valore caratteristico di resistenza del terreno

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

$$e_B = 0.45 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.08 \quad (\text{m})$$

Valore di progetto

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

$$B^* = 1.10 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1.85 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 28.50 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c : coefficiente di capacità portante

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5.14$$

s_c : fattori di forma

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

$$s_c = 1.12$$

i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.63$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.37$$

$$\theta = \arctg(T_b/T_I) = 70.81 \quad (^\circ)$$

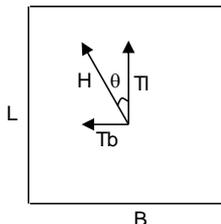
$$m = 1.60$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e

$m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

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

$$i_c = 0.96$$



d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_c = 1.38$$

b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2))$$

$$\beta_f + \beta_p = 0.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1.00$$

g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2))$$

$$\beta_f + \beta_p = 0.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 561.26 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 128.41 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = q_{lim} / q = 4.37 \geq 2.3 \quad \text{La verifica risulta soddisfatta}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

$$H_d = 17.32 \quad (\text{kN})$$

$$S_d = c_u B^* L^*$$

$$S_d = 142.41 \quad (\text{kN})$$

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento

$$F_{scorr} = 8.22 \geq 1.1 \quad \text{La verifica risulta soddisfatta}$$

10.1.2 Soletta di Fondazione F2

Segue una tabella riassuntiva delle reazioni ridotte alla base della soletta di fondazione, ottenute dal modello di calcolo ad elementi “shell” utilizzate per le verifiche al carico limite.

TABLE: Base Reactions								
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
SLU_7_	Combination		55.640	-6.420	559.553	21.200	184.863	0.933
SLU_3_	Combination		-1.860	21.610	404.163	-53.340	166.128	1.773
SLU_4_	Combination		-1.490	24.670	371.403	-59.150	139.374	-1.728
SLV_1_Comb_Max	Combination	Max	43.549	13.693	394.832	26.100	120.319	2.420
SLV_1_Comb_Max	Combination	Min	8.131	3.987	387.190	26.100	120.319	2.418
SLU_5_	Combination		0.120	25.530	372.083	-64.830	120.037	-3.014
SLV_2_Comb_Max	Combination	Max	12.193	45.135	414.552	86.070	61.956	-2.104
SLV_2_Comb_Max	Combination	Min	1.567	12.785	406.910	86.070	61.956	-2.112
SLV_3_Comb_Max	Combination	Max	12.033	13.573	383.309	25.900	52.460	2.447
SLV_3_Comb_Max	Combination	Min	1.407	3.867	357.833	25.900	52.460	2.445
SLV_3_Comb_Min	Combination	Max	-4.507	-3.867	331.349	-25.880	-13.911	6.371
SLV_3_Comb_Min	Combination	Min	-15.133	-13.573	305.873	-25.880	-13.911	6.369
SLV_2_Comb_Min	Combination	Max	-4.667	-12.785	282.272	-86.060	-23.407	10.928
SLV_2_Comb_Min	Combination	Min	-15.293	-45.135	274.630	-86.060	-23.407	10.920
SLU_2_	Combination		-4.040	-25.590	592.323	64.900	-23.739	14.095
SLU_1_	Combination		-2.280	-21.700	594.233	53.430	-25.534	9.804
SLU_6_	Combination		-59.340	6.350	403.073	-21.130	-67.317	9.219
SLV_1_Comb_Min	Combination	Max	-11.231	-3.987	301.972	-26.080	-81.795	6.398
SLV_1_Comb_Min	Combination	Min	-46.649	-13.693	294.330	-26.080	-81.795	6.396

Entrambe le verifiche, sia in condizioni drenate che non, sono state sviluppate per la combinazione di carico più gravosa, indipendentemente dalla natura del carico stesso (agente a breve o lungo termine).

10.1.2.1 Condizioni drenate

Fondazioni Dirette Verifica in tensioni efficaci

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

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

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

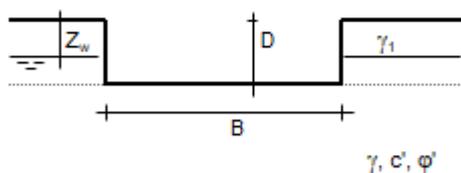
L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2e_L$)

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

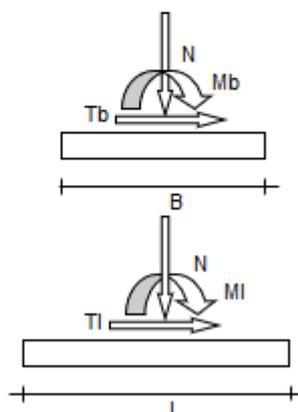
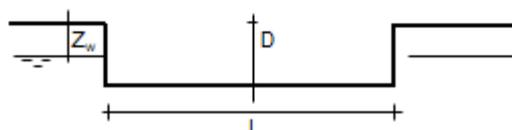
coefficienti parziali

Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno	
		permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'
Stato limite ultimo	○	1.00	1.30	1.25	1.60
Tensioni ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dall'utente	⊗	1.00	1.00	1.00	1.00

valori suggeriti dall'EC7



γ, c', φ'



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B = 1.80 (m)
L = 4.25 (m)
D = 1.50 (m)



$$\beta_f = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$$



$$\beta_p = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$$

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporane e	
N [kN]	560.00	0.00	560.00
Mb [kNm]	186.00	0.00	186.00
Ml [kNm]	22.00	0.00	22.00
Tb [kN]	56.00	0.00	56.00
Tl [kN]	-6.42	0.00	-6.42
H [kN]	56.37	0.00	56.37

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 19.00 \text{ (kN/mc)}$$

$$\gamma = 19.00 \text{ (kN/mc)}$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

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

$$\varphi' = 27.00 \text{ (}^\circ\text{)}$$

Valori di progetto

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

$$\varphi' = 27.00 \text{ (}^\circ\text{)}$$

Profondità della falda

$$Z_w = 5.50 \text{ (m)}$$

$$e_B = 0.33 \text{ (m)}$$

$$e_L = 0.04 \text{ (m)}$$

$$B^* = 1.14 \text{ (m)}$$

$$L^* = 4.17 \text{ (m)}$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 28.50 \text{ (kN/mq)}$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 19.00 \text{ (kN/mc)}$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$$N_q = 13.20$$

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

$$N_c = 23.94$$

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

$$N\gamma = 14.47$$

s_o, s_{q_1}, s_{γ} : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot Nq / (L^* \cdot Nc)$$

$$s_c = 1.15$$

$$s_{q_1} = 1 + B \cdot \tan\phi' / L^*$$

$$s_{q_1} = 1.14$$

$$s_{\gamma} = 1 - 0.4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_{\gamma} = 0.89$$

i_o, i_{q_1}, i_{γ} : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.79 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = -83.46 \quad (^{\circ})$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.21 \quad m = 1.78 \quad (-)$$

$$i_c = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cot\phi'))^{2m}$$

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

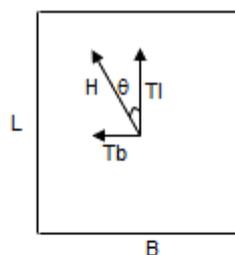
$$i_c = 0.83$$

$$i_{c_1} = i_c - (1 - i_c) / (Nq - 1)$$

$$i_{c_1} = 0.81$$

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

$$i_{\gamma} = 0.74$$



d_o, d_{q_1}, d_{γ} : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_{q_1} = 1 + 2 D \tan\phi' (1 - \sin\phi')^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_{q_1} = 1 + (2 \tan\phi' (1 - \sin\phi')^2) \cdot \arctan(D / B^*)$

$$d_{q_1} = 1.28$$

$$d_c = d_{q_1} - (1 - d_{q_1}) / (Nc \tan\phi')$$

$$d_c = 1.30$$

$$d_{\gamma} = 1$$

$$d_7 = 1.00$$

b₀, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

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

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

g₀, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

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

$$g_q = 1.00$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$q_{lim} = 557.74$ (kN/m ²)	R3	2.30
	qrd	242 (kN/m ²)

Pressione massima agente

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

$$q = 118.20 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = q_{lim} / q = 4.72 \quad \text{OK}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

$$H_d = 56.37 \text{ (kN)}$$

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

$$S_d = 285.33 \text{ (kN)}$$

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento

$$F_{scorr} = 5.06 \quad \text{OK}$$

10.1.2.2 Condizioni non drenate

Fondazioni Dirette Verifica in tensioni totali

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

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

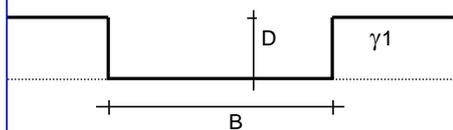
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

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

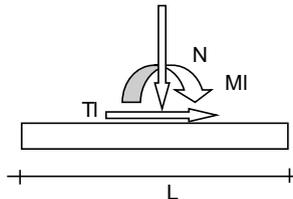
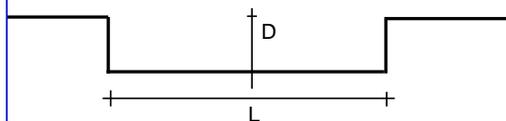
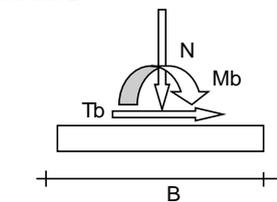
coefficienti parziali

Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno
		permanenti	temporanee variabili	c_u
Stato limite ultimo	○	1.00	1.30	1.40
Tensioni ammissibili	○	1.00	1.00	1.00
definiti dall'utente	●	1.00	1.00	1.00

valori suggeriti dall'EC7



γ, c_u



(Per fondazioni nastriformi $L=100$ m)

B = 1.80 (m)
L = 4.25 (m)
D = 1.50 (m)



$\beta_f = 0.00$ (°)



$\beta_p = 0.00$ (°)

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	560.00	0.00	560.00
Mb [kNm]	186.00	0.00	186.00
MI [kNm]	22.00	0.00	22.00
Tb [kN]	56.00	0.00	56.00
TI [kN]	-6.42	0.00	-6.42
H [kN]	56.37	0.00	56.37

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valore caratteristico di resistenza del terreno

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

$$e_B = 0.33 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.04 \quad (\text{m})$$

Valore di progetto

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

$$B^* = 1.14 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 4.17 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 28.50 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c : coefficiente di capacità portante

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5.14$$

s_c : fattori di forma

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

$$s_c = 1.05$$

i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.79$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.21$$

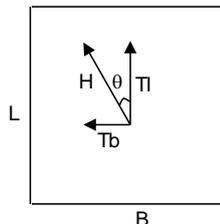
$$\theta = \arctg(T_b/T_I) = -83.46 \quad (^\circ)$$

$$m = 1.78$$

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

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

$$i_c = 0.94$$



d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_c = 1.37$$

b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2))$$

$$\beta_f + \beta_p = 0.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1.00$$

g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2))$$

$$\beta_f + \beta_p = 0.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 517.37 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 118.20 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = q_{lim} / q = 4.38 \quad \geq 2.3 \quad \text{La verifica risulta soddisfatta}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

$$H_d = 56.37 \quad (\text{kN})$$

$$S_d = c_u B^* L^*$$

$$S_d = 331.63 \quad (\text{kN})$$

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento

$$F_{scorr} = 5.88 \quad \geq 1.1 \quad \text{La verifica risulta soddisfatta}$$

10.2 Verifica a ribaltamento

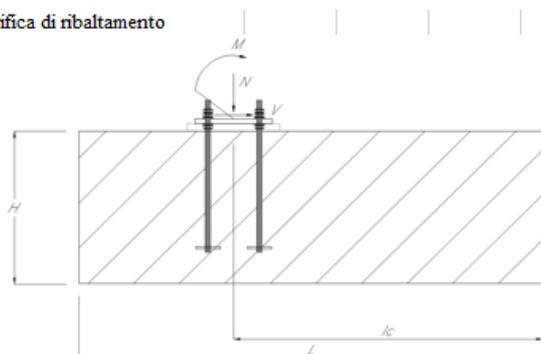
10.2.1 Plinto di fondazione F1

NOTA: I coefficienti parziali di sicurezza alle SLV sono unitari

Nodo	Comb. Di carico	F1	F2	F3	M1	M2	M3
-	-	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
2128	SLV_9	5.70	16.36	94.33	117.40	19.94	0.004
2128	EQU 02	0.00	15.84	-9.48	-76.82	0.00	0.00

10.2.1.1 Verifica EQU

Verifica di ribaltamento

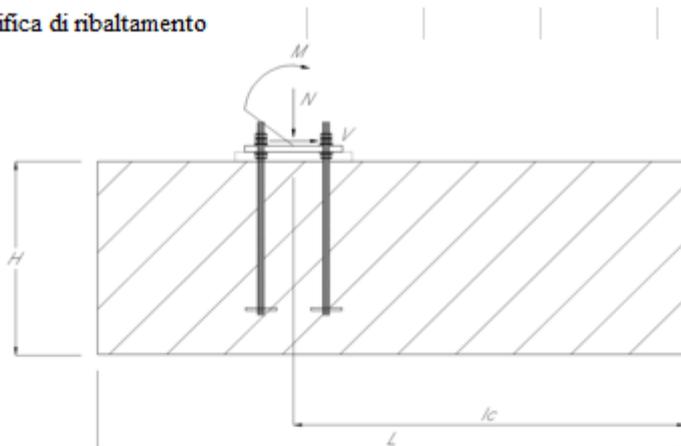


V_{EQU}	N_{EQU}	M_{EQU}					
[kN]	[kN]	[kN.m]					
15.84	-9.48	76.82					
$M_{RIB} = M_{EQU} + V_{EQU} \times H =$		86.32	kN.m	momento ribaltante di progetto			
Dimensioni plinto di fondazione							
H =	0.60	m					
B =	2.00	m					
L =	2.00	m					
$l_c =$	1.00	m					
$L - l_c =$	1.00	m					
$H_{terr} =$	0.90	m	altezza del rinterro				
$\gamma_{G1} =$	0.90	-	coeff. di sicurezza				
$\gamma_{G2} =$	0.80	-	coeff. di sicurezza				
$\rho_c =$	25.00	kN/m^3	peso per unita di volume di cls				
$\gamma =$	19.00	kN/m^3	peso per unita di volume del terreno				
$P_A =$	54.00	kN	peso proprio della fondazione				
$P_{terr} =$	54.72	kN	peso proprio del rinterro				
$M_{STAB} = N_{EQU} \times (\min(l_c; L - l_c) + (P_A + P_{terr}) \times L / 2 =$		99.24	kN.m	momento stabilizzante di progetto			
La verifica:							
M_{STAB}	=	99.24	=	1.15	\geq	1.10	
M_{RIB}	=	86.32	=				

La verifica ha esito positivo

10.2.1.2 Verifica SLV

Verifica di ribaltamento



V_{EQU} [kN]	N_{EQU} [kN]	M_{EQU} [kN.m]				
16.36	94.32	117.40				
$M_{RIB} = M_{EQU} + V_{EQU} \times H =$			127.22	kN.m	momento ribaltante di progetto	
Dimensioni plinto di fondazione						
$H =$	0.60	m				
$B =$	2.00	m				
$L =$	2.00	m				
$l_c =$	1.00	m				
$L - l_c =$	1.00	m				
$H_{terr} =$	0.90	m	altezza del rinterro			
$\gamma_G =$	1.00	-	coeff. di sicurezza			
$\rho_c =$	25.00	kN/m ³	peso per unita di volume di cls			
$\gamma =$	19.00	kN/m ³	peso per unita di volume del terreno			
$P_A =$	60.00	kN	peso proprio della fondazione			
$P_{terr} =$	68.40	kN	peso proprio del rinterro			
$M_{STAB} = N_{EQU} \times (\min(l_c; L - l_c) + (P_A + P_{terr}) \times L / 2 =$			222.72	kN.m	momento stabilizzante di progetto	
La verifica:						
$\frac{M_{STAB}}{M_{RIB}}$	=	$\frac{222.72}{127.22}$	=	1.75	\geq	1.00

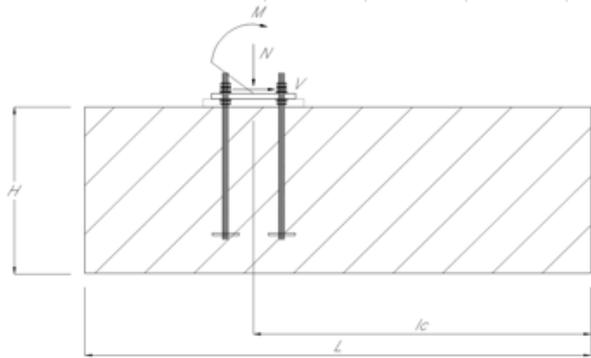
La verifica ha esito positivo

10.2.2 Soletta di fondazione F2

Nodo	Comb. Di carico	F1	F2	F3	M1	M2	M3
-	-	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
TOT	SLV_1	-28.94	-8.83	52.62	-26.08	-93.45	-0.004
TOT	EQU 04	-59.26	6.35	52.75	-21.14	-191.94	-0.01

10.2.2.1 Verifica EQU

Verifica di ribaltamento

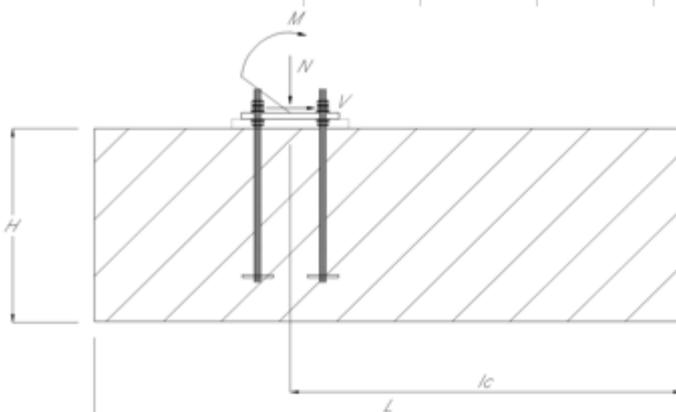


V_{EQU}	N_{EQU}	M_{EQU}					
[kN]	[kN]	[kN.m]					
6.35	52.75	191.94					
$M_{RIB} = M_{EQU} + V_{EQU} \times H =$		195.75	kN.m	momento ribaltante di progetto			
Dimensioni plinto di fondazione							
H =	0.60	m					
B =	4.25	m					
L =	1.80	m					
$l_c =$	0.90	m					
$L - l_c =$	0.90	m					
$H_{terr} =$	0.90	m	altezza del rinterro				
$\gamma_{G1} =$	0.90	-	coeff. di sicurezza				
$\gamma_{G2} =$	0.80	-	coeff. di sicurezza				
$\rho_c =$	25.00	kN/m ³	peso per unita di volume di cls				
$\gamma =$	19.00	kN/m ³	peso per unita di volume del terreno				
$P_A =$	103.28	kN	peso proprio della fondazione				
$P_{terr} =$	104.65	kN	peso proprio del rinterro				
$M_{STAB} = N_{EQU} \times (\min(l_c, L - l_c)) + (P_A + P_{terr}) \times L / 2 =$		234.61	kN.m	momento stabilizzante di progetto			
La verifica:							
$\frac{M_{STAB}}{M_{RIB}}$	=	$\frac{234.61}{195.75}$	=	1.20	\geq	1.10	

La verifica ha esito positivo

10.2.2.2 Verifica SLV

Verifica di ribaltamento



V_{EQU} [kN]	N_{EQU} [kN]	M_{EQU} [kN.m]				
-28.94	52.62	93.45				
$M_{RIB} = M_{EQU} + V_{EQU} \times H =$			76.09	kN.m	momento ribaltante di progetto	
Dimensioni plinto di fondazione						
H =	0.60	m				
B =	4.25	m				
L =	1.80	m				
$l_c =$	0.90	m				
$L - l_c =$	0.90	m				
$H_{terr} =$	0.90	m	altezza del rinterro			
$\gamma_G =$	1.00	-	coeff. di sicurezza			
$\rho_c =$	25.00	kN/m ³	peso per unita di volume di cls			
$\gamma =$	19.00	kN/m ³	peso per unita di volume del terreno			
$P_A =$	114.75	kN	peso proprio della fondazione			
$P_{terr} =$	130.82	kN	peso proprio del rinterro			
$M_{STAB} = N_{EQU} \times (\min(l_c; L - l_c) + (P_A + P_{terr}) \times L / 2 =$			268.37	kN.m	momento stabilizzante di progetto	
La verifica:						
M_{STAB}	=	268.37	=	3.53	\geq	1.00
M_{RIB}		76.09				

La verifica ha esito positivo

10.3 Verifica a flessione e taglio

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

Per quanto riguarda l'armatura inferiore della fondazione F1, le sollecitazioni di progetto sono state ottenute svolgendo una semplice verifica "a mensola" del plinto di fondazione. Le pressioni del terreno, agenti sulle fondazioni, sono state calcolate tramite la formula di Navier e sono state paragonate con quelle, ottenute dalle verifiche a carico limite. A favore di sicurezza le tensioni massime sono state considerate per lo scopo del calcolo e sono state applicate come carico uniformemente distribuito sul plinto di fondazione.

Per la fondazione F2, i risultati dal modello di calcolo sono stati utilizzati per il dimensionamento dell'armatura

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

[MATERIALS DATA / DATI RELATIVI AI MATERIALI](#)

CONCRETE - CALCESTRUZZO

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

STEEL - ACCIAIO

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

[GEOMETRIC AND REINFORCEMENT DATA / DATI DI GEOMETRIA E DELLE ARMATURE](#)

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

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

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

CHECKS RESULTS / RISULTATI DELLE VERIFICHE

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

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

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

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

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

ec max	Ultimate compressive strain in concrete Deformazione ultima a compressione
ec*	Strain in the concrete fiber at ec_2/ec_u of depth (if $ec^* > 0$ then the section is all compressed) Deformazione nella fibra di calcestruzzo nella posizione ec_2/ec_u ($ec^* > 0$ nel caso di sezione compressa)
Yc max	Ordinate in [cm] of the fiber corresponding to ec max

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

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

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

Concrete vertices: /Vertici sezione calcestruzzo

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

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

Longitudinal Bars: / Barre longitudinali

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

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



**PROGETTO DEFINITIVO
RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA
TRATTA PIADENA-MANTOVA**

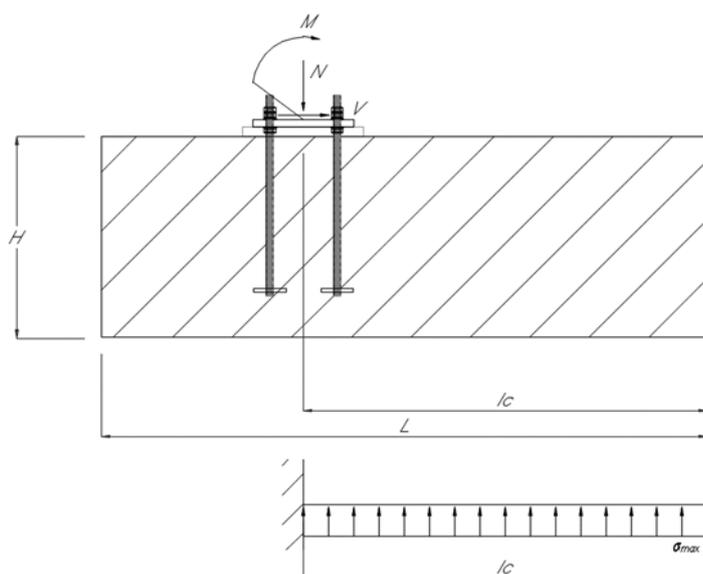
OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D 26	CLFV1300001	A	57 di 90

10.3.1 Plinto di fondazione F1

Segue una tabella riassuntiva delle sollecitazioni, utilizzate per il dimensionamento dell'armatura del plinto.

Nodo	Cond. Di carico	F1	F2	F3	M1	M2	M3
-	-	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
2128	SLU	-3.05	-15.84	223.84	78.08	-5.88	0.00
2128	SLE	-2.54	-15.84	187.29	77.86	-4.89	0.00



$L = 2.00$ (m)

$l_c = 1.00$ (m)

$B = 2.00$ (m)

$H = 0.60$ (m)

$A = L \cdot B = 4.00$ (m²)

$P_A = 69.68$ (kN) - peso proprio fondazione e magrone

$W = L^2 \cdot H / 6 = 1.33$ (m³)

Combinazione di carico №

SLU

$M = 78.08$ (kN.m)

$V = 15.84$ (kN)

$N = 223.84$

Combinazione di carico №

SLE

$M = 77.86$ (kN.m)

$V = 15.84$ (kN)

$N = 187.29$ (kN)

$\sigma_{1/2} = (N + P_A) / A \pm (M + V \cdot H) / W$

$\sigma_1 = 139.07$ (kPa)

$\sigma_{1/2} = (N + P_A) / A \pm (M + V \cdot H) / W$

$\sigma_1 = 129.77$ (kPa)

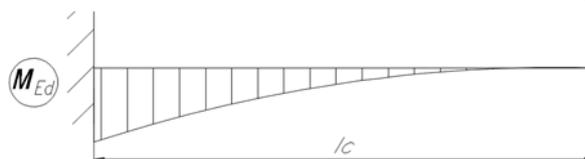
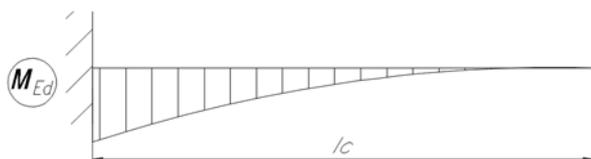
$$\sigma_2 = 7.69 \quad (\text{kPa})$$

$$\sigma_2 = -1.28 \quad (\text{kPa})$$

$$\sigma_{\text{carico limite}} = 128.41 \quad (\text{kPa}) \quad - \text{pressione del terreno risultante dalla verifica a carico limite}$$

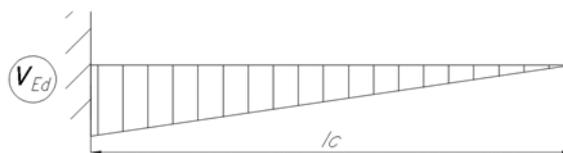
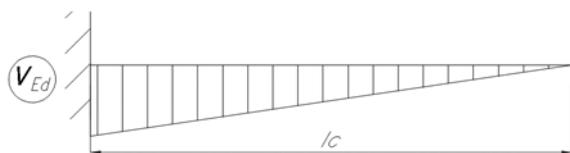
$$\sigma_{\text{max}} = 139.068 \quad (\text{kPa}) \quad \text{carico di progetto}$$

$$\sigma_{\text{max}} = 129.77 \quad (\text{kPa}) \quad \text{carico di progetto}$$



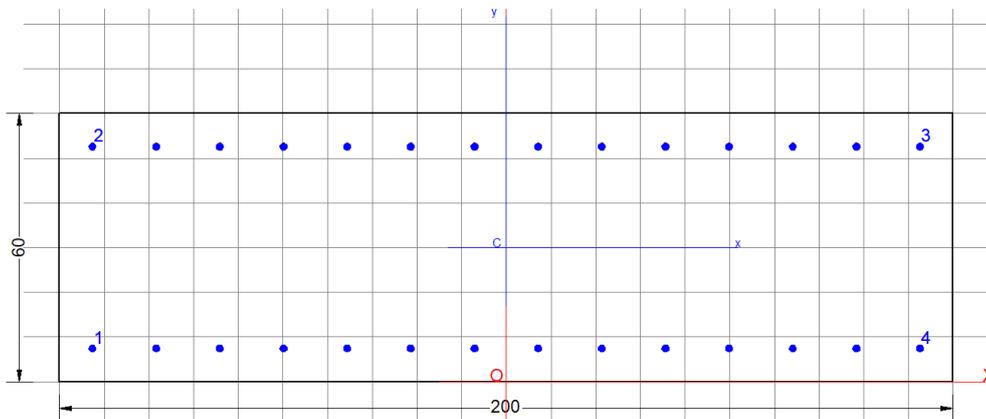
$$M_{Ed} = (\sigma_{\text{max}} \cdot B) \cdot l_c^2 / 2 = 139.07 \quad (\text{kN.m})$$

$$M_{Ed} = (\sigma_{\text{max}} \cdot B) \cdot l_c^2 / 2 = 129.77 \quad (\text{kN.m})$$



$$V_{Ed} = (\sigma_{\text{max}} \cdot B) \cdot l_c = 278.14 \quad (\text{kN})$$

$$V_{Ed} = (\sigma_{\text{max}} \cdot B) \cdot l_c = 259.53 \quad (\text{kN})$$



GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION

Section Name: Sezione_0.60 M11_appoggio.secEC

Section description:

Section type: Beam without stirrups
 Reference code: EC2/EC8 Italian Annex
 Exposure Class: XA2 - Chemical attack (moderately aggressive)
 Stress path: Constant axial force force to achieve bending ULS
 Type of bending: Uniaxial (neutral axis always parallel to Y axis of reference system)
 Reference of assigned forces: Principal axes y,y of inertia

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C30/37
	Design compressive strength fcd:	17.0 MPa
	Shear reduced compressive strength $v_1 \cdot f_{cd}$:	8.5 MPa (6.9)EC2
	Strain at max strength ec2:	0.0020
	Ultimate strain ecu:	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rectangle
	Mean Elastic Modulus Ecm:	32836.6 MPa
	Mean tensile strength fctm:	2.9 MPa
	Es/Ec in SLS combination:	15.00
	Stress limit in SLS Characteristic comb.:	18.0 kN/cm ²
STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C
	Characteristic yield stress fyk:	450.00 MPa
	Tensile strength ftk:	540.0 MPa
	Design yield stress fyd:	391.3 MPa
	Design strength ftd:	391.3 MPa
	Design ultimate strain esu:	0.068
	Mean elastic modulus Es:	200000.0 MPa
	SLS Charact. - Ss Limit:	360.00 MPa

GEOMETRICAL DATA OF CONCRETE CROSS-SECTION

Shape of Region: Polygonal
 Concrete Class: C30/37

Vertex N.: X [cm] Y [cm]

1	-100.0	0.0
2	-100.0	60.0
3	100.0	60.0
4	100.0	0.0

DATA ISOLATED LONGITUDINAL BARS

Bar N.	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-92.6	7.4	16
2	-92.6	52.6	16
3	92.6	52.6	16
4	92.6	7.4	16

DATA OF LINEAR GENERATIONS OF LONGITUDINAL BARS

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

Gen.N.	Initial Bar	Final Bar	N. Bars	Ø
1	2	3	12	16
2	1	4	12	16

ULTIMATE LIMIT STATE - ASSIGNED DESIGN FORCES FOR EACH COMBINATION

MX d Design bending force [kNm] around X axis of reference system
 VY d Design shear component [kN] parallel to Y reference axis

Comb.N.	N d	Mx d	Vy d
1	0.00	140.00	0.00

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

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
 MX Bending force [kNm] around X axis of reference system. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	0.00	130.00	0.00

CHECKS RESULTS

Min edge cover of longitudinal bars: 6.6 cm
 Min distance between longitudinal bars: 12.6 cm

ULTIMATE LIMIT STATES - N-MX-MY CAPACITY CHECKS

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

Comb.N.	Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.	As Tension
1	OK	0.00	140.00	0.00	577.94	4.128	28.1(17.6)

ULTIMATE LIMIT STATE - BENDING AND AXIAL FORCE - STRAIN VALUES

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

Comb.N.	ec max	ec*	Xc max	Yc max	es max	Xs max	Ys max	es min	Xs min	Ys min
1	0.00350	-0.01184	-100.0	60.0	-0.00091	92.6	52.6	-0.02787	-92.6	7.4

ULTIMATE LIMIT STATE - POSITION OF NEUTRAL AXIS FOR EACH COMBINATION

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

Comb.N.	a	b	c	x/d	D
1	0.000000000	0.000596396	-0.032283761	0.112	0.700

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Tension in concrete:	Check	Reg	Sc max (Sc lim)	Xc max, Yc max	Ss min (Ss lim)	Xs min, Ys min	Ac eff	As eff	r eff
Not considered in any case	Result of Check	Number of current concrete sub-region of the cross section	Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]. Code limit stress Sc lim is shown between brackets	X-coordinae, Y-coordinate [cm] of concrete vertex corresponding to Sc max (reference X,Y,O)	Min stress (- if tensile) in steel bars [Mpa], Code limit stress is shown between brackets	X-coordinae, Y-coordinate [cm] of bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)	Effective tension area [cm ²] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)	Area of tension steel bars [cm ²] within Ac eff (for crack width control)	Geometrical ratio Ac eff/Ac eff [eq.(7.10) Ec2]

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

1 1 OK 1.94 (18.0) -100.0 60.0 -96.0 (360.0) -92.6 7.4 3200 28.1 0.009

SLS CHARACTERISTIC - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Check	Section is assumed always cracked even if flexural tensile stress does not exceeds f_{ctm}									
Result of check										
e1	Greater concrete tensile strain (tension is -) assessed in cracked section									
e2	Lesser concrete tensile strain within the entire section (tension is -) assessed in cracked section									
k1	= 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]									
kt	= 0.6 for frequent and characteristic SLS; = 0.4 for q.perm SLS [see eq.(7.9) EC2]									
k2	= 0.5 for bending; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ for eccentric tension [see eq.(7.13) EC2]									
k3	= 3.400 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex									
k4	= 0.425 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex									
Ø	Bar diameter [mm] or equivalent diameter of tensile bars in $A_{c\text{ eff}}$ [eq.(7.11)]									
e sm - e cm	Difference between the mean strain of tensile steel and concrete [eq.(7.8)] Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = $0.6 S_{max} / E_s$									
sr max	Max final crack [mm] spacing									
wk	Calculated value [mm] of crack width = $sr\ max * (e\ sm - e\ cm)$ [eq.(7.8)]. Limit value of wk is shown between brackets									
MX crack	First cracking bending moment around X axis[kNm]									
MY crack	First cracking bending moment around Y axis[kNm]									
Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00057	0	0.500	16.0	0.00029 (0.00029)	534	0.154	389.22	0.00

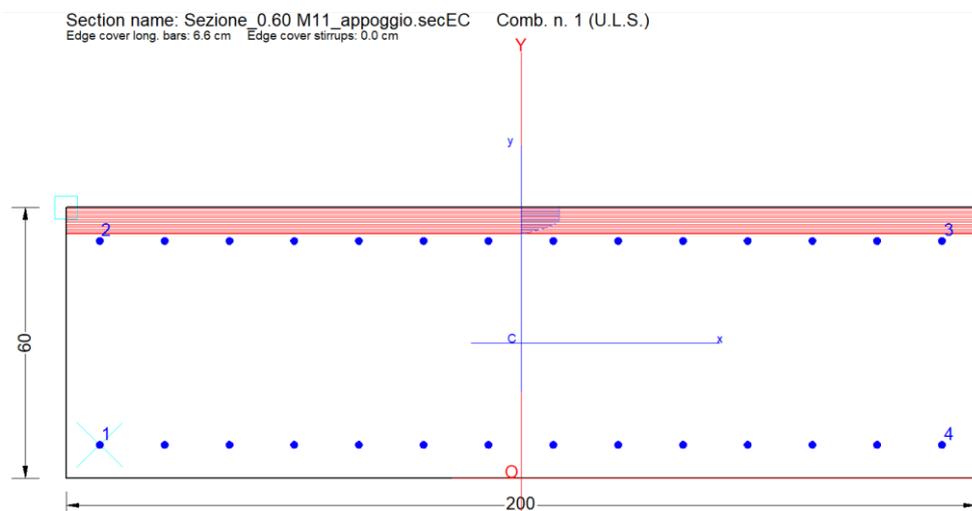


Figura 6: RC-SEC Verifica SLU

Riepilogo delle sollecitazioni massime:

$$M_{Ed,max} = 140 \text{ kN.m};$$

Armatura inferiore/superiore adottata - **14Ø16**

Momento resistente:

$$M_{Rd} = 577.94 \text{ kN/m} > M_{Ed,max}$$

- Taglio Massimo

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

• Caratteristiche della sezione

$b_w = 2000$ mm	larghezza	$f_{yk} = 450$ MPa	resist. caratteristica
$h = 600$ mm	altezza	$\gamma_s = 1.15$	coeff. sicurezza
$c = 74$ mm	copriferro	$f_{yd} = 3$ MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 30$ MPa	resist. caratteristica	Armadura longitudinale tesa:	
$\gamma_c = 1.50$	coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 14$ Ø	$1 = 28.15$ cm ²
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0$ Ø	$0 = 0.00$ cm ²
$d = 526$ mm	altezza utile	$A_{sl,3} = 0$ Ø	$0 = 0.00$ cm ²
$f_{cd} = 17.00$ MPa	resist. di calcolo		28.15 cm ²

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

$N_{ed} = 0.0$ kN $V_{ed} = 280.0$ kN

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2$	$k = 1.617$	<2
$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	$v_{min} = 0.394$	
$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02$	$\rho_1 = 0.003$	<0.02
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd}$	$\sigma_{cp} = 0.00$ MPa	<0.2 fcd

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

$V_{Rd} = 408.6$ kN; (con $(v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 414.5$ kN)

$V_{Rd} = 414.5$ kN assunto pari alla resistenza minima

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

10.3.2 Soletta di fondazione F2

Resultant M11 Diagram (ENV_SLU - Max)

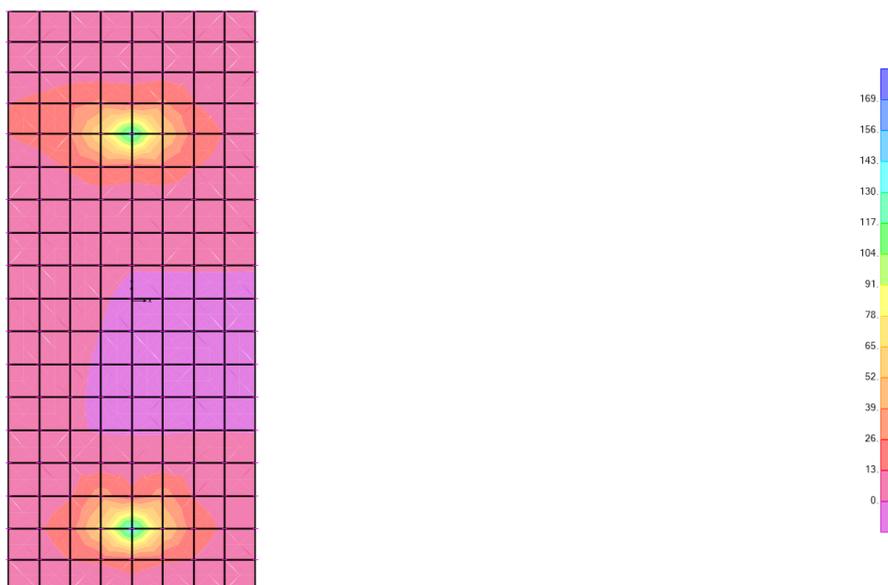


Figura 7 – ENV_SLU_Diagramma M11_Max

Resultant M22 Diagram (ENV_SLU - Max)

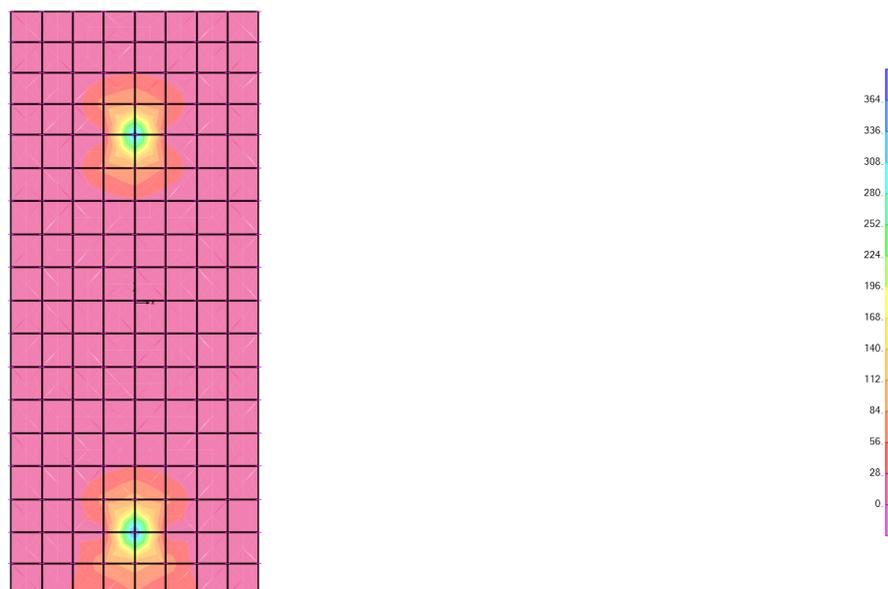


Figura 8 – ENV_SLU Diagramma M22_Max

Resultant V23 Diagram (ENV_SLU - Max)

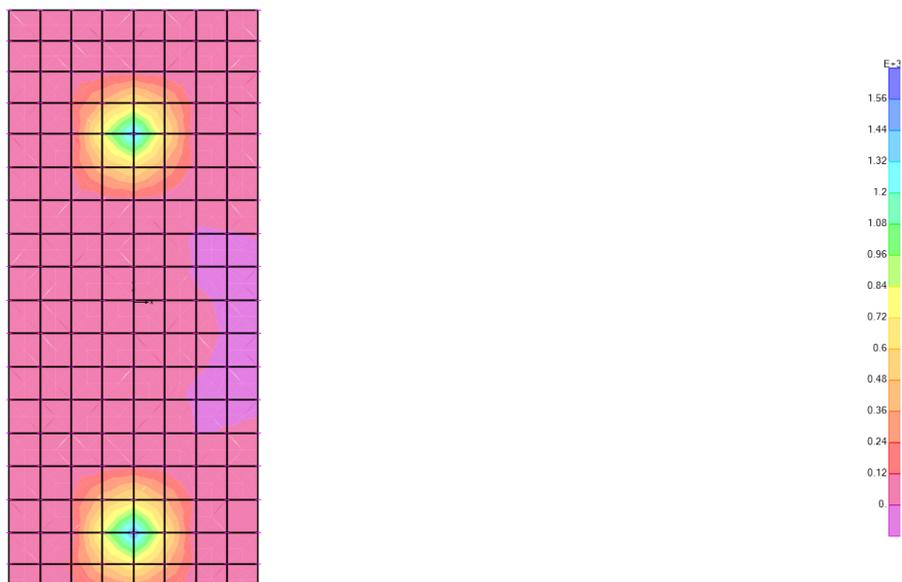


Figura 9 – ENV_SLU Diagramma V23_Max

Resultant M11 Diagram (ENV_SLV - Max)

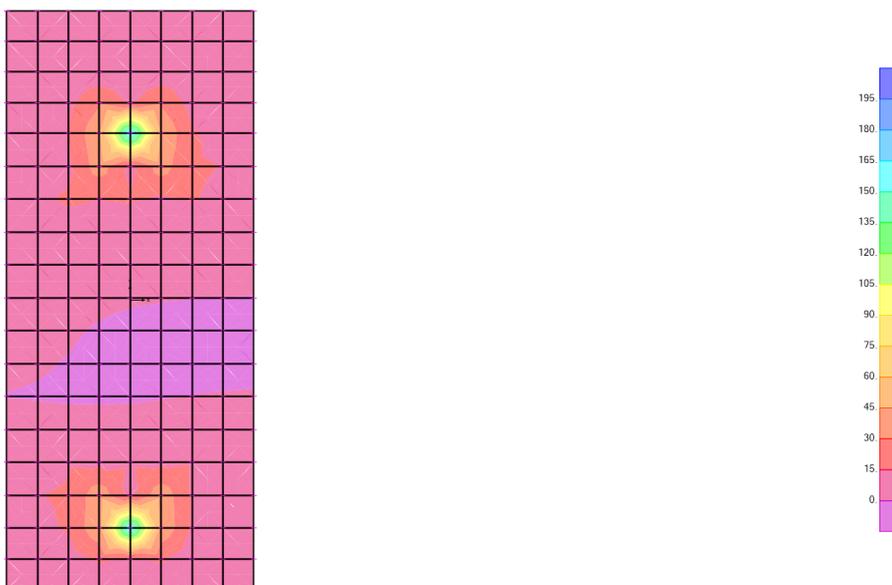


Figura 10 – ENV_SLV Diagramma M11_Max

Resultant M22 Diagram (ENV_SLV - Max)

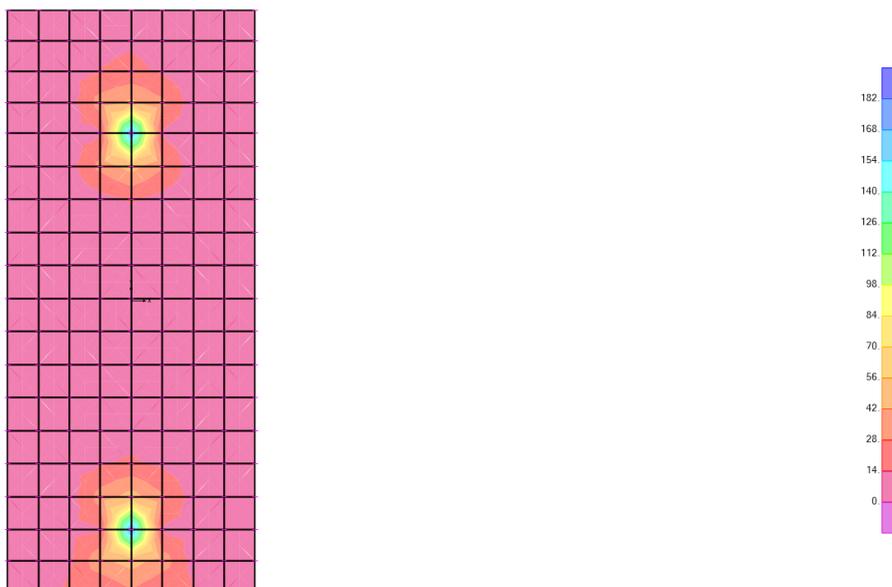


Figura 11 – ENV_SLV Diagramma M22_Max

Resultant V23 Diagram (ENV_SLV - Max)

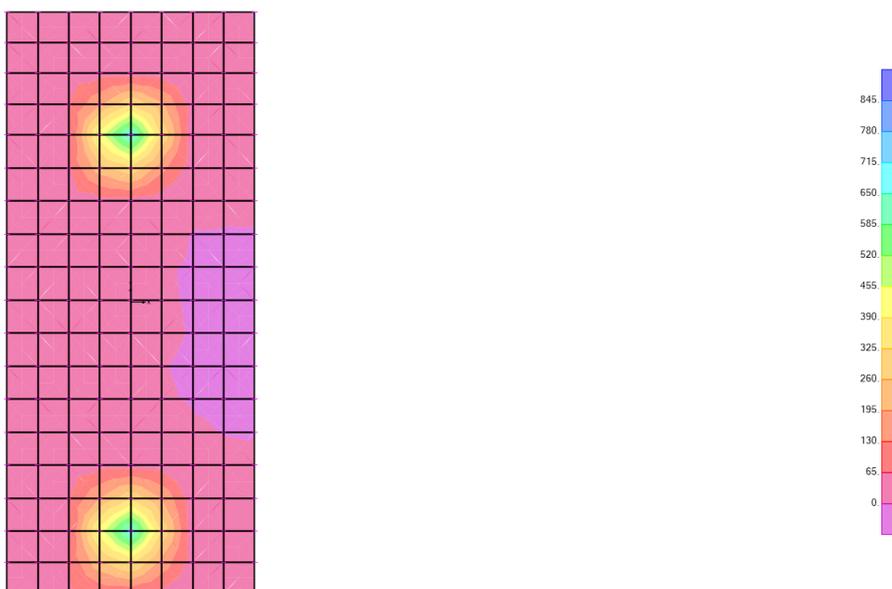


Figura 12 – ENV_SLV Diagramma V23_Max

Resultant M11 Diagram (ENV_SLE_RARE - Max)

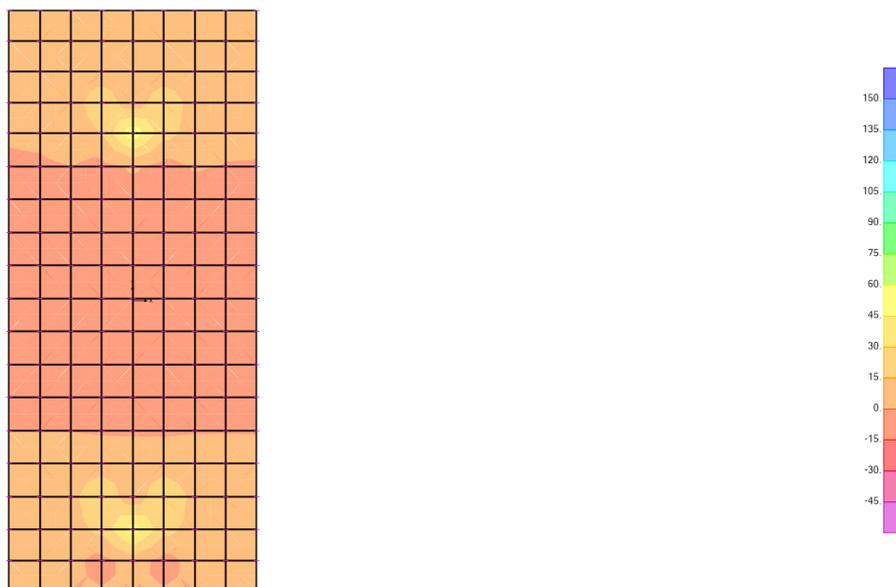


Figura 13 – ENV_SLE_Rare Diagramma M11_Max

Resultant M22 Diagram (ENV_SLE_RARE - Max)

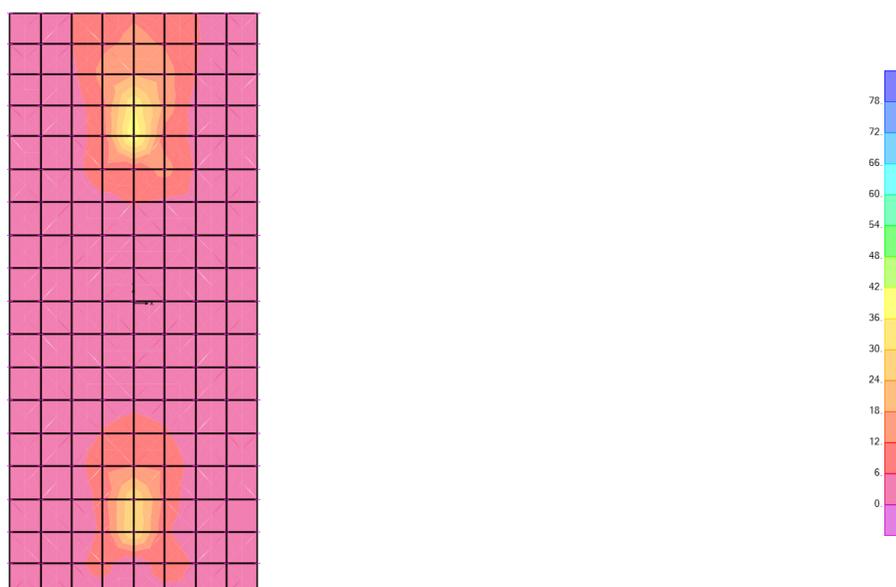
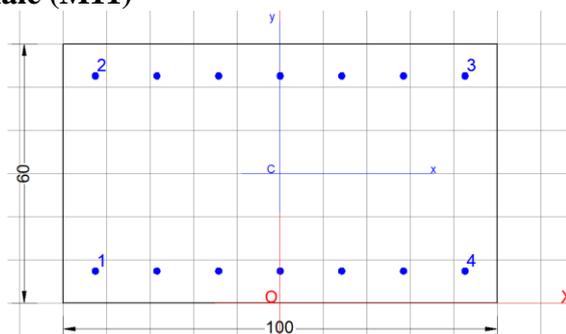


Figura 14 – ENV_SLE_Rare Diagramma M22_Max

10.3.2.1 Sezione appoggio(nodo del pensiline)

- Armatura longitudinale (M11)



GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION

Section Name: Sezione_0.60 M11_appoggio.secEC

Section description:	
Section type:	Beam without stirrups
Reference code:	EC2/EC8 Italian Annex
Exposure Class:	XA2 - Chemical attack (moderately aggressive)
Stress path:	Constant axial force force to achieve bending ULS
Type of bending:	Uniaxial (neutral axis always parallel to Y axis of reference system)
Reference of assigned forces:	Principal axes y,y of inertia

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C30/37
	Design compressive strength fcd:	17.0 MPa
	Shear reduced compressive strength $v_1 \cdot f_{cd}$:	8.5 MPa (6.9)EC2
	Strain at max strength ϵ_{c2} :	0.0020
	Ultimate strain ϵ_{cu} :	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rettangle
	Mean Elastic Modulus E_{cm} :	32836.6 MPa
	Mean tensile strength f_{ctm} :	2.9 MPa
	Es/Ec in SLS combination:	15.00
	Stress limit in SLS Characteristic comb.:	18.0 kN/cm2
STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C
	Characteristic yield stress f_{yk} :	450.00 MPa
	Tensile strength f_{tk} :	540.0 MPa
	Design yield stress f_{yd} :	391.3 MPa
	Design strength f_{td} :	391.3 MPa
	Design ultimate strain ϵ_{su} :	0.068
	Mean elastic modulus E_s :	200000.0 MPa
	SLS Charact. - S_s Limit:	360.00 MPa

GEOMETRICAL DATA OF CONCRETE CROSS-SECTION

Shape of Region:	Polygonal
Concrete Class:	C30/37

Vertex N.:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	60.0

3	50.0	60.0
4	50.0	0.0

DATA ISOLATED LONGITUDINAL BARS

Bar N.	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-42.6	7.4	16
2	-42.6	52.6	16
3	42.6	52.6	16
4	42.6	7.4	16

DATA OF LINEAR GENERATIONS OF LONGITUDINAL BARS

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

Gen.N.	Initial Bar	Final Bar	N. Bars	Ø
1	2	3	5	16
2	1	4	5	16

ULTIMATE LIMIT STATE - ASSIGNED DESIGN FORCES FOR EACH COMBINATION

MX d	Design bending force [kNm] around X axis of reference system		
VY d	Design shear component [kN] parallel to Y reference axis		
Comb.N.	N d	Mx d	Vy d
1	0.00	120.00	0.00

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

N	Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)		
MX	Bending force [kNm] around X axis of reference system. First cracking value is shown between brackets.		

Comb.N.	N	Mx	My
1	0.00	80.00	0.00

CHECKS RESULTS

Min edge cover of longitudinal bars:	6.6	cm
Min distance between longitudinal bars:	12.6	cm

ULTIMATE LIMIT STATES - N-MX-MY CAPACITY CHECKS

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

Mx ult Bending moment capacity [kNm] around x axis principal of inertia
S.F. Safety Factor = vectorial ratio of (N ult, Mx ult, My ult) to (N, Mx, My). Check OK if ratio >=1.00
As Tension Area [cm²] of bars in tension (beam section). Min area for code is shown between brackets [eq.(9.1N) EC2]

Comb.N.	Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.	As Tension
1	OK	0.00	120.00	0.00	288.97	2.408	14.1(8.8)

ULTIMATE LIMIT STATE - BENDING AND AXIAL FORCE - STRAIN VALUES

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

Comb.N.	ec max	ec*	Xc max	Yc max	es max	Xs max	Ys max	es min	Xs min	Ys min
1	0.00350	-0.01184	-50.0	60.0	-0.00091	-42.6	52.6	-0.02787	-42.6	7.4

ULTIMATE LIMIT STATE - POSITION OF NEUTRAL AXIS FOR EACH COMBINATION

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

Comb.N.	a	b	c	x/d	D
1	0.000000000	0.000596396	-0.032283761	0.112	0.700

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

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

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	2.39 (18.0)	-50.0	60.0	-118.1 (360.0)	-42.6	7.4	1600	14.1	0.009

SLS CHARACTERISTIC - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Check Section is assumed always cracked even if flexural tensile stress does not exceeds fctm
Result of check
e1 Greater concrete tensile strain (tension is -) assessed in cracked section

e2	Lesser concrete tensile strain within the entire section (tension is -)assessed in cracked section
k1	= 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]
kt	= 0.6 for frequent and characteristic SLS; = 0.4 for q.perm SLS [see eq.(7.9) EC2]
k2	= 0.5 for bending; $= (e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ for eccentric tension [see eq.(7.13) EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
k4	= 0.425 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
Ø	Bar diameter [mm] or equivalent diameter of tensile bars in Ac eff [eq.(7.11)]
e sm - e cm	Difference between the mean strain of tensile steel and concrete [eq.(7.8)] Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = $0.6 \cdot S_{max} / E_s$
sr max	Max final crack [mm] spacing
wk	Calculated value [mm] of crack width = $sr \cdot \max(e \cdot sm - e \cdot cm)$ [eq.(7.8)]. Limit value of wk is shown between brackets
MX crack	First cracking bending moment around X axis[kNm]
MY crack	First cracking bending moment around Y axis[kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00070	0	0.500	16.0	0.00035 (0.00035)	534	0.189	194.61	0.00

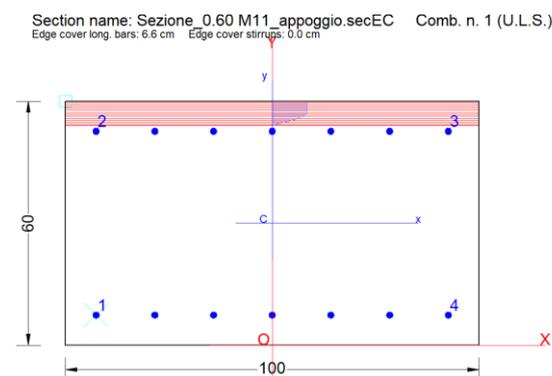


Figura 15: RC-SEC Verifica SLU

Riepilogo delle sollecitazioni massime:

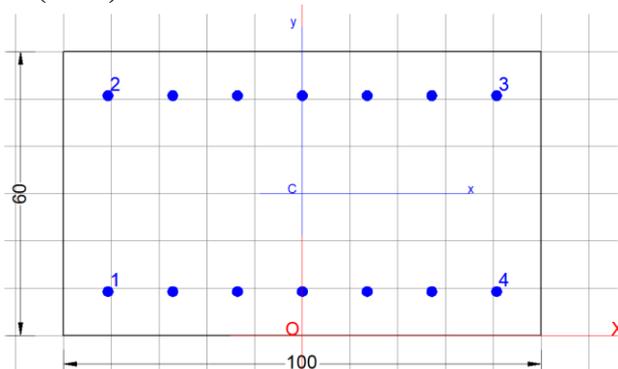
$$M_{Ed,max} = 120 \text{ kN.m};$$

Armatura inferiore/superiore adottata - **7Ø16/ per m`**

Momento resistente:

$$M_{Rd} = 288.97 \text{ kN/m} > M_{Ed,max}$$

- **Armatura trasversale (M22)**



GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION
Section Name: Sezione_0.60 M22_appoggio.secEC

Section description:

Section type: Beam without stirrups
 Reference code: EC2/EC8 Italian Annex
 Exposure Class: XA2 - Chemical attack (moderately aggressive)
 Stress path: Constant axial force force to achieve bending ULS
 Type of bending: Uniaxial (neutral axis always parallel to Y axis of reference system)
 Reference of assigned forces: Principal axes y,y of inertia

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C30/37
	Design compressive strength fcd:	17.0 MPa
	Shear reduced compressive strength v1*fcd:	8.5 MPa (6.9)EC2
	Strain at max strength ec2:	0.0020
	Ultimate strain ecu:	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rettangle
	Mean Elastic Modulus Ecm:	32836.6 MPa
	Mean tensile strength fctm:	2.9 MPa
	Es/Ec in SLS combination:	15.00
	Stress limit in SLS Characteristic comb.:	18.0 kN/cm2
STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C
	Characteristic yield stress fyk:	450.00 MPa
	Tensile strength ftk:	540.0 MPa
	Design yield stress fyd:	391.3 MPa
	Design strength ftd:	391.3 MPa
	Design ultimate strain esu:	0.068
	Mean elastic modulus Es:	200000.0 MPa
	SLS Charact. - Ss Limit:	360.00 MPa

GEOMETRICAL DATA OF CONCRETE CROSS-SECTION

Shape of Region: Polygonal
 Concrete Class: C30/37

Vertex N.:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	60.0
3	50.0	60.0
4	50.0	0.0

DATA ISOLATED LONGITUDINAL BARS

Bar N.	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-40.7	9.3	22
2	-40.7	50.7	22
3	40.7	50.7	22
4	40.7	9.3	22

DATA OF LINEAR GENERATIONS OF LONGITUDINAL BARS

N. Gen. Number of generated bars of the current linear generation

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

Gen.N.	Initial Bar	Final Bar	N. Bars	Ø
1	2	3	5	22
2	1	4	5	22

ULTIMATE LIMIT STATE - ASSIGNED DESIGN FORCES FOR EACH COMBINATION

Comb.N.	N d	Mx d	Vy d
1	0.00	250.00	0.00

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

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
 MX Bending force [kNm] around X axis of reference system. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	0.00	140.00	0.00

CHECKS RESULTS

Min edge cover of longitudinal bars: 8.2 cm
 Min distance between longitudinal bars: 11.4 cm

ULTIMATE LIMIT STATES - N-MX-MY CAPACITY CHECKS

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

Comb.N.	Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.	As Tension
1	OK	0.00	250.00	0.00	498.87	1.995	26.6(8.5)

ULTIMATE LIMIT STATE - BENDING AND AXIAL FORCE - STRAIN VALUES

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

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

Comb.N.	ec max	ec*	Xc max	Yc max	es max	Xs max	Ys max	es min	Xs min	Ys min
1	0.00350	-0.00694	-50.0	60.0	-0.00027	-40.7	50.7	-0.01707	-40.7	9.3

ULTIMATE LIMIT STATE - POSITION OF NEUTRAL AXIS FOR EACH COMBINATION

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

Comb.N.	a	b	c	x/d	D
1	0.000000000	0.000405808	-0.020848474	0.170	0.700

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Tension in concrete: Not considered in any case
Check Result of Check
Reg Number of current concrete sub-region of the cross section
Sc max (Sc lim) Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]. Code limit stress Sc lim is shown between brackets
Xc max, Yc max X-coordinae, Y-coordinate [cm] of concrete vertex corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
Ss min (Ss lim) Min stress (- if tensile) in steel bars [Mpa]. Code limit stress is shown between brackets
Xs min, Ys min X-coordinae, Y-coordinate [cm] of bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
Ac eff Effective tension area [cm²] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)
As eff Area of tension steel bars [cm²] within Ac eff (for crack width control)
r eff Geometrical ratio $Ac\ eff/As\ eff$ [eq.(7.10) EC2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	3.38 (18.0)	-50.0	60.0	-117.2 (360.0)	-27.1	9.3	1500	26.6	0.018

SLS CHARACTERISTIC - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

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

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00074	0	0.500	22.0	0.00035 (0.00035)	490	0.172	206.81	0.00

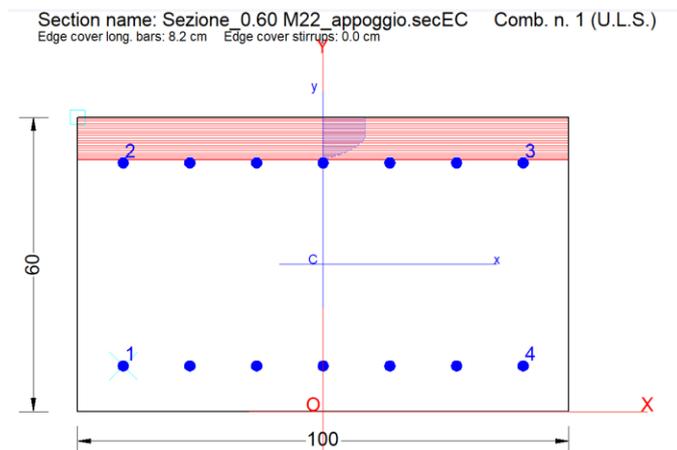


Figura 16: RC-SEC Verifica SLU

Riepilogo delle sollecitazioni massime:

$$M_{Ed,max} = 250 \text{ kN.m;}$$

Armatura inferiore/superiore adottata - **7Ø22/ per m`**

Momento resistente:

$$M_{Rd} = 498.87 \text{ kN/m} > M_{Ed,max}$$

- Taglio Massimo

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

• Caratteristiche della sezione

$b_w = 1000$	mm	larghezza	$f_{yk} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 600$	mm	altezza	$\gamma_s = 1.15$		coeff. sicurezza
$c = 93$	mm	copriferro	$f_{yd} = 3$	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 30$	a	resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:		
$\gamma_c = 1.50$		coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 7$	Ø 22	= 26.61 cm ²
$\alpha_{cc} = 0.85$		coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0$	Ø 0	= 0.00 cm ²
$d = 507$	mm	altezza utile	$A_{sl,3} = 0$	Ø 0	= 0.00 cm ²
$f_{cd} = 17.00$	a	resist. di calcolo			26.61 cm ²

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

$$N_{ed} = 0.0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 700.0 \text{ kN}$$

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1.628 < 2$$

$$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{min} = 0.398$$

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

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

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

$$V_{Rd} = 248.3 \text{ kN;} \quad (\text{con } (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 201.9 \text{ kN})$$

$V_{Rd} = 248.3$ kN valore di calcolo

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

• Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

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

Armatura a taglio:

$A_{sw}/s =$ staffe \emptyset 16 mm con n° bracci (trasv) 3 passo 15 cm = 0.402 cm²/cm

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

$f_{cd} = 8.50$ a resist. di calcolo ridotta

$\alpha_c = 1.000$ coeff. maggiorativo

$V_{Rsd} = 718.0$ kN

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

$V_{Rcd} = 1939.4$ kN

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

$V_{Rd} =$

718.0

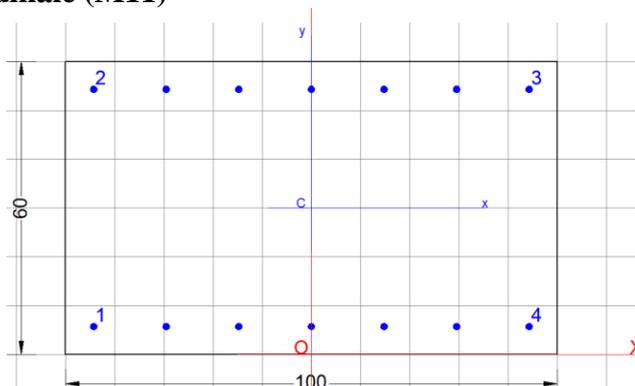
> 700.0 kN

c.s.= 1.0

la sezione armata a taglio risulta verificata.

10.3.2.2 Sezione in campata

- Armatura longitudinale (M11)



GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION

Section Name: Sezione_0.60 M11_campata.secEC

Section description:

Section type:	Beam without stirrups
Reference code:	EC2/EC8 Italian Annex
Exposure Class:	XA2 - Chemical attack (moderately aggressive)
Stress path:	Constant axial force force to achieve bending ULS
Type of bending:	Uniaxial (neutral axis always parallel to Y axis of reference system)
Reference of assigned forces:	Principal axes y,y of inertia

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C30/37
	Design compressive strength f_{cd} :	17.0 MPa
	Shear reduced compressive strength $v_1 f_{cd}$:	8.5 MPa (6.9)EC2
	Strain at max strength ϵ_{c2} :	0.0020
	Ultimate strain ϵ_{cu} :	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rectangle
	Mean Elastic Modulus E_{cm} :	32836.6 MPa
	Mean tensile strength f_{ctm} :	2.9 MPa

Es/Ec in SLS combination: 15.00
Stress limit in SLS Characteristic comb.: 18.0 kN/cm²

STEEL -

Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C
Characteristic yield stress fyk:	450.00 MPa
Tensile strength ftk:	540.0 MPa
Design yield stress fyd:	391.3 MPa
Design strength ftd:	391.3 MPa
Design ultimate strain esu:	0.068
Mean elastic modulus Es:	200000.0 MPa
SLS Charact. - Ss Limit:	360.00 MPa

GEOMETRICAL DATA OF CONCRETE CROSS-SECTION

Shape of Region: Polygonal
Concrete Class: C30/37

Vertex N.:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	60.0
3	50.0	60.0
4	50.0	0.0

DATA ISOLATED LONGITUDINAL BARS

Bar N.	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-44.3	5.7	14
2	-44.3	54.3	14
3	44.3	54.3	14
4	44.3	5.7	14

DATA OF LINEAR GENERATIONS OF LONGITUDINAL BARS

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

Gen.N.	Initial Bar	Final Bar	N. Bars	Ø
1	2	3	5	14
2	1	4	5	14

ULTIMATE LIMIT STATE - ASSIGNED DESIGN FORCES FOR EACH COMBINATION

Comb.N.	N d	Mx d	Vy d
1	0.00	40.00	0.00

MX d Design bending force [kNm] around X axis of reference system
VY d Design shear component [kN] parallel to Y reference axis

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

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx Bending force [kNm] around X axis of reference system. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	0.00	20.00	0.00

CHECKS RESULTS

Min edge cover of longitudinal bars: 5.0 cm
Min distance between longitudinal bars: 13.4 cm

ULTIMATE LIMIT STATES - N-MX-MY CAPACITY CHECKS

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

Comb.N.	Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.	As Tension
1	OK	0.00	40.00	0.00	228.71	5.718	10.8(9.1)

ULTIMATE LIMIT STATE - BENDING AND AXIAL FORCE - STRAIN VALUES

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

Comb.N.	ec max	ec*	Xc max	Yc max	es max	Xs max	Ys max	es min	Xs min	Ys min
1	0.00350	-0.01647	-50.0	60.0	-0.00093	44.3	54.3	-0.03867	-44.3	5.7

ULTIMATE LIMIT STATE - POSITION OF NEUTRAL AXIS FOR EACH COMBINATION

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

Comb.N.	a	b	c	x/d	D
1	0.000000000	0.000776572	-0.043094337	0.083	0.700

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Tension in concrete:	Not considered in any case
Check	Result of Check
Reg	Number of current concrete sub-region of the cross section
Sc max (Sc lim)	Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]. Code limit stress Sc lim is shown between brackets
Xc max, Yc max	X-coordinae, Y-coordinate [cm] of concrete vertex corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
Ss min (Ss lim)	Min stress (- if tensile) in steel bars [Mpa]. Code limit stress is shown between brackets
Xs min, Ys min	X-coordinae, Y-coordinate [cm] of bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
Ac eff	Effective tension area [cm ²] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)
As eff	Area of tension steel bars [cm ²] within Ac eff (for crack width control)
r eff	Geometrical ratio Ac eff/As eff [eq.(7.10) Ec2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	0.63 (18.0)	-50.0	60.0	-36.9 (360.0)	-44.3	5.7	1380	10.8	0.008

SLS CHARACTERISTIC - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

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

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00021	0	0.500	14.0	0.00011 (0.00011)	475	0.052	192.22	0.00

Section name: Sezione_0.60 M11_campata.secEC Comb. n. 1 (U.L.S.)
Edge cover long. bars: 5.0 cm Edge cover stirrups: 0.0 cm

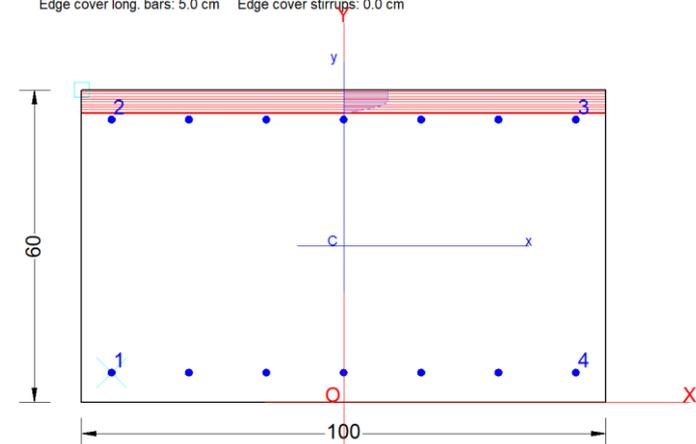


Figura 17: RC-SEC Verifica SLU

Riepilogo delle sollecitazioni massime:

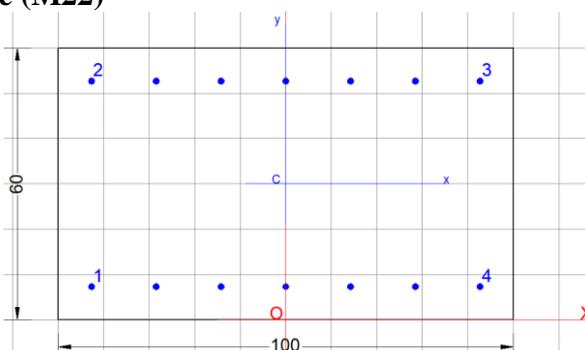
$$M_{Ed,max} = 40 \text{ kN.m};$$

Armatura inferiore/superiore adottata - **7Ø14/ per m`**

Momento resistente:

$$M_{Rd} = 228.71 \text{ kN/m} > M_{Ed,max}$$

- Armatura trasversale (M22)



GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION

Section Name: Sezione_0.60 M22_campata.secEC

Section description:

Section type:	Beam without stirrups
Reference code:	EC2/EC8 Italian Annex
Exposure Class:	XA2 - Chemical attack (moderately aggressive)
Stress path:	Constant axial force to achieve bending ULS
Type of bending:	Uniaxial (neutral axis always parallel to Y axis of reference system)
Reference of assigned forces:	Principal axes y,y of inertia

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C30/37
	Design compressive strength fcd:	17.0 MPa
	Shear reduced compressive strength $v_1 \cdot f_{cd}$:	8.5 MPa (6.9)EC2
	Strain at max strength ϵ_{c2} :	0.0020
	Ultimate strain ϵ_{cu} :	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rectangle
	Mean Elastic Modulus E_{cm} :	32836.6 MPa
	Mean tensile strength f_{ctm} :	2.9 MPa
	Es/Ec in SLS combination:	15.00
	Stress limit in SLS Characteristic comb.:	18.0 kN/cm ²

STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C
	Characteristic yield stress f_{yk} :	450.00 MPa
	Tensile strength f_{tk} :	540.0 MPa
	Design yield stress f_{yd} :	391.3 MPa
	Design strength f_{td} :	391.3 MPa
	Design ultimate strain ϵ_{su} :	0.068
	Mean elastic modulus E_s :	200000.0 MPa
	SLS Charact. - S_s Limit:	360.00 MPa

GEOMETRICAL DATA OF CONCRETE CROSS-SECTION

Shape of Region: Polygonal
Concrete Class: C30/37

Vertex N.:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	60.0
3	50.0	60.0
4	50.0	0.0

DATA ISOLATED LONGITUDINAL BARS

Bar N.	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-42.7	7.3	14
2	-42.7	52.7	14
3	42.7	52.7	14
4	42.7	7.3	14

DATA OF LINEAR GENERATIONS OF LONGITUDINAL BARS

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

Gen.N.	Initial Bar	Final Bar	N. Bars	Ø
1	2	3	5	14
2	1	4	5	14

ULTIMATE LIMIT STATE - ASSIGNED DESIGN FORCES FOR EACH COMBINATION

MX d Design bending force [kNm] around X axis of reference system
VY d Design shear component [kN] parallel to Y reference axis

Comb.N.	N d	Mx d	Vy d
1	0.00	80.00	0.00

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

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
MX Bending force [kNm] around X axis of reference system. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	0.00	50.00	0.00

CHECKS RESULTS

Min edge cover of longitudinal bars: 6.6 cm
Min distance between longitudinal bars: 12.8 cm

ULTIMATE LIMIT STATES - N-MX-MY CAPACITY CHECKS

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

Comb.N.	Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.	As Tension
1	OK	0.00	80.00	0.00	228.35	2.854	21.6(8.8)

ULTIMATE LIMIT STATE - BENDING AND AXIAL FORCE - STRAIN VALUES

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

Comb.N.	ec max	ec*	Xc max	Yc max	es max	Xs max	Ys max	es min	Xs min	Ys min
1	0.00350	-0.01368	-50.0	60.0	-0.00138	42.7	52.7	-0.03171	-42.7	7.3

ULTIMATE LIMIT STATE - POSITION OF NEUTRAL AXIS FOR EACH COMBINATION

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

Comb.N.	a	b	c	x/d	D
1	0.000000000	0.000668177	-0.036590592	0.099	0.700

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Check	Description
Tension in concrete:	Not considered in any case
Check	Result of Check
Reg	Number of current concrete sub-region of the cross section
Sc max (Sc lim)	Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]. Code limit stress Sc lim is shown between brackets
Xc max, Yc max	X-coordinae, Y-coordinate [cm] of concrete vertex corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
Ss min (Ss lim)	Min stess (- if tensile) in steel bars [Mpa]. Code limit stress is shown between brackets
Xs min, Ys min	X-coordinae, Y-coordinate [cm] of bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
Ac eff	Effective tension area [cm ²] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)
As eff	Area of tension steel bars [cm ²] within Ac eff (for crack width control)
r eff	Geometrical ratio Ac eff/Ac eff [eq.(7.10) Ec2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	1.69 (18.0)	-50.0	60.0	-95.3 (360.0)	-42.7	7.3	1593	10.8	0.007

SLS CHARACTERISTIC - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

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

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00056	0	0.500	14.0	0.00029 (0.00029)	576	0.165	189.87	0.00

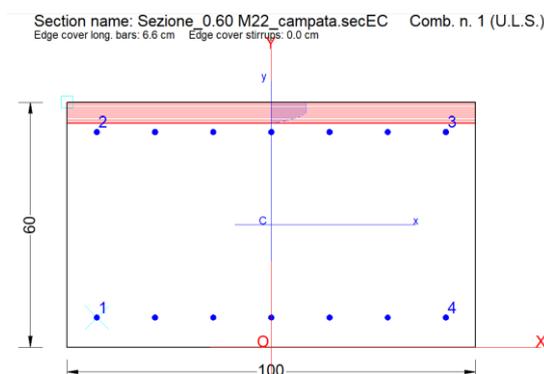


Figura 18: RC-SEC Verifica SLU

Riepilogo delle sollecitazioni massime:

$$M_{Ed,max} = 80 \text{ kN.m;}$$

Armatura inferiore/superiore adottata - **7Ø14/ per m`**

Momento resistente:

$$M_{Rd} = 228.35 \text{ kN/m} > M_{Ed,max}$$

10.4 Verifica dei cedimenti

10.4.1 Plinto di fondazione F1

I cedimenti delle fondazioni sono state valutate agli SLE in corrispondenza del tipo di fondazione F1, che presenta sollecitazioni di ordine più gravose.

Per il calcolo dei cedimenti sotto la fondazione è necessario conoscere le tensioni indotte nel sottosuolo per applicazione del carico. Si fa riferimento al semispazio elastico, omogeneo e isotropo, con cui è possibile definire, in ogni punto del sottosuolo e per lo schema di carico assegnato, il valore delle tensioni indotte.

Ricavati ad ogni profondità z il corrispondente valore di $\Delta\sigma_x$, $\Delta\sigma_y$, $\Delta\sigma_z$, si ricava il corrispondente valore di ε_z attraverso l'espressione:

$$\varepsilon_z = (\Delta\sigma_z - \nu(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y))/E$$

Si riportano le azioni massime di progetto nelle combinazioni SLE, come previsto al 6.4.2.2 dell'NTC18, riferite rispetto al baricentro della fondazione.

Le sollecitazioni, calcolate nel punto 9.1.1 delle presenti relazioni sono riportate nella seguente tabella:

Reazioni							
Cond. Di carico	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
SLE_Rare	LinStatic	-2.54	-15.84	187.29	77.86	-4.89	-0.00

Nota: Al carico verticale, considerato per la verifica, si aggiunge il peso proprio del rinterro, della fondazione stessa, e del magrone. Nello specifico si ha:

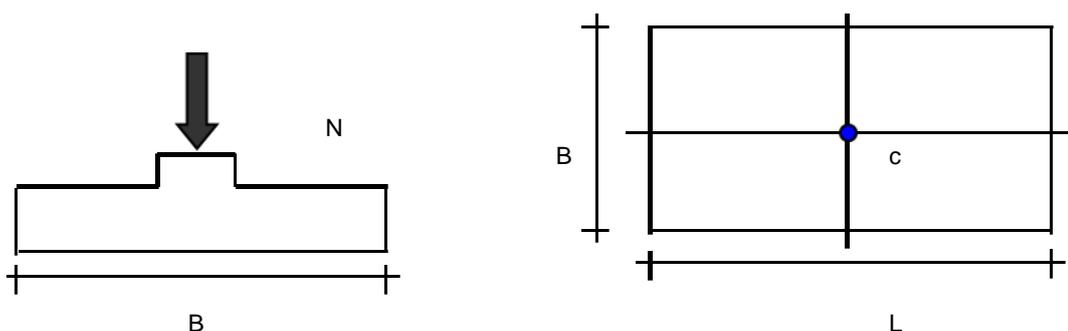
$$PP = B \times L \times H_{fond} \cdot \rho_c + B \times L \times H_{rinterro} \cdot \gamma + (B+0.2) \times (L+0.2) \times H_{magrone} \cdot \rho_c' = 2.0 \times 2.0 \times 0.6 \times 25 + 2.0 \times 2.0 \times 0.90 \times 19.0 + 2.2 \times 2.2 \times 0.1 \times 20 = \mathbf{138.08 \text{ kN}}$$

Il carico verticale totale è dunque pari a:

$$N = 187.29 + 138.08 = 325.37 \text{ kN}$$

CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE RETTANGOLARE

LAVORO:



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

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

$$\Delta\sigma_{xi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3R_1^2))$$

$$\Delta\sigma_{yi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3R_2^2))$$

$$R1 = ((L/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R2 = ((B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R3 = ((L/2)^2 + (B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

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

DATI DI INPUT:

B =	2.00	(m)	(Larghezza della Fondazione)
L =	2.00	(m)	(Lunghezza della Fondazione)
N =	325	(kN)	(Carico Verticale Agente)
q =	81.34	(kN/mq)	(Pressione Agente (q = N/(B*L)))
ns =	2	(-)	(numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessor e	da z _i	a z _{i+1}	Δz _i	E	v	δ _{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	WRs1	1.00	0.0	1.0	1.0	13750	0.3 0	0.35
2	WRa1	3.50	1.0	4.5	1.0	15000	0.3 0	0.39
-			0.0	0.0	1.0			-
-			0.0	0.0	1.0			-
-			0.0	0.0	1.0			-
-			0.0	0.0	1.0			-

$$\delta_{ctot} = 0.7 + 4 = 4 \text{ (cm)}$$

Il cedimento totale di 0.74 cm inferiore a 3 cm risulta compatibile con il funzionamento dell'opera. Non è quindi necessario valutare il decorso del cedimento nel tempo.

10.4.2 Soletta di fondazione F2

I cedimenti delle fondazioni sono state valutate agli SLE in corrispondenza del tipo di fondazione F1, che presenta sollecitazioni di ordine più gravose.

Per il calcolo dei cedimenti sotto la fondazione è necessario conoscere le tensioni indotte nel sottosuolo per applicazione del carico. Si fa riferimento al semispazio elastico, omogeneo e isotropo, con cui è possibile definire, in ogni punto del sottosuolo e per lo schema di carico assegnato, il valore delle tensioni indotte.

Ricavati ad ogni profondità z il corrispondente valore di $\Delta\sigma_x$, $\Delta\sigma_y$, $\Delta\sigma_z$, si ricava il corrispondente valore di ε_z attraverso l'espressione:

$$\varepsilon_z = (\Delta\sigma_z - \nu(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y))/E$$

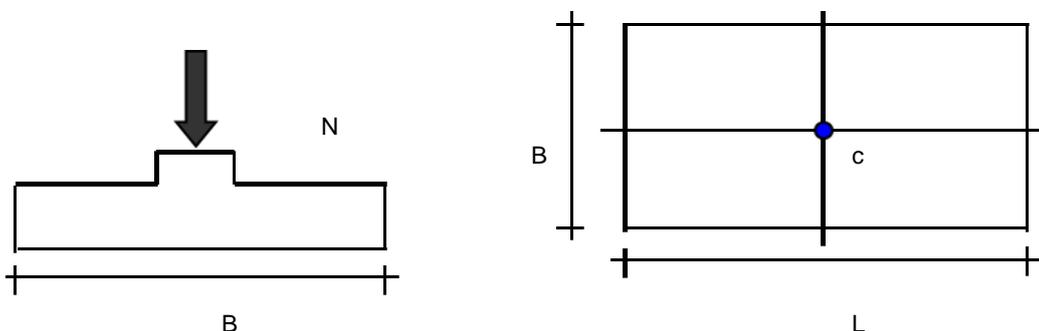
Si riportano le azioni massime di progetto nelle combinazioni SLE, come previsto al 6.4.2.2 dell'NTC18, riferite rispetto al baricentro della fondazione.

Le sollecitazioni di progetto sono ottenute dal modello FEM e sono riportate nella seguente tabella:

Reazioni							
Cond. Di carico	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
SLE_Rare_2	LinStatic	-3.41	-25.58	207.40	88.84	-7.46	-0.8712

CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE RETTANGOLARE

LAVORO:



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

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

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

$$\Delta\sigma_{yi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z)/R_3R_2^2)$$

$$R1 = ((L/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R2 = ((B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R3 = ((L/2)^2 + (B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

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

DATI DI INPUT:

B =	1.80	(m)	(Larghezza della Fondazione)
L =	4.25	(m)	(Lunghezza della Fondazione)
N =	207	(kN)	(Carico Verticale Agente)
q =	27.06	(kN/mq)	(Pressione Agente (q = N/(B*L)))
ns =	2	(-)	(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	WRs1	1.00	0.0	1.0	1.0	13750	0.30	0.11
2	WRa1	3.50	1.0	4.5	1.0	15000	0.30	0.17
-			0.0	0.0	1.0			-
-			0.0	0.0	1.0			-
-			0.0	0.0	1.0			-
-			0.0	0.0	1.0			-

$$\delta_{ctot} = 0.28 \text{ (cm)}$$

Il cedimento totale di 0.28 cm inferiore a 3 cm risulta compatibile con il funzionamento dell'opera. Non è quindi necessario valutare il decorso del cedimento nel tempo.

10.5 Incidenza armature

10.5.1 Plinto di Fondazione F1

Plinto di fondz 0.60

H _{sez1}	0.6	m
B _{sez}	2	m
L _{sez1}	2	m
Vol. per m di trave	2.4	m ³

Ferri di Plinto di fond 0.60 x 2.00 x 2.00

	φ	A	n° barre	peso
	mm	m ²	-	kg/m
		0.00020		
Armatura superiore (lato lungo)	16	1	14	22.097
		0.00020		
Armatura inferiore (lato lungo)	16	1	14	22.097
		0.00020		
Armatura superiore (lato corto)	16	1	14	44.193
		0.00020		
Armatura inferiore (lato corto)	16	1	14	22.097
Armatura trasversale	0	0	0	0.000
Incidenza Platea		72.94		kg/m³

10.5.2 Soletta di Fondazione F2

10.5.2.1 Sezione appoggio (nodo del pensiline)

Platea di fondz 0.60

H _{sez1}	0.6	m
B _{sez}	1	m
L _{sez1}	1	m
Vol. per m di trave	0.6	m ³

Ferri di Soletta di fond 0.60 x 1.00

	φ	A	n° barre	peso
	mm	m ²	-	kg/m
		0.00020		
Armatura superiore (lato lungo)	16	1	7	11.048

		0.00020		
Armatura inferiore (lato lungo)	16	1	7	11.048
Armatura superiore (lato corto)	22	0.00038	7	41.777
Armatura inferiore (lato corto)	22	0.00038	7	20.888
		0.00020		
Armatura trasversale	16	1	7	17.235
Incidenza Platea	215.49	kg/m³		

10.5.2.2 Sezione in campata

Platea di fondz 0.60

H _{sez1}	0.6	m
B _{sez}	1	m
L _{sez1}	1	m
Vol. per m di trave	0.6	m ³

Ferri di Soletta di fond 0.60 x 1.00

	φ	A	n° barre	peso
	mm	m ²	-	kg/m
				0.00015
Armatura superiore (lato lungo)	14	4	7	8.459
				0.00015
Armatura inferiore (lato lungo)	14	4	7	8.459
				0.00015
Armatura superiore (lato corto)	14	4	7	16.918
				0.00015
Armatura inferiore (lato corto)	14	4	7	8.459
Armatura trasversale	0	0	0	0.000
Incidenza Platea	101.06	kg/m³		

Incidenza media: 1/3x220 + 2/3x105 = 150 kg/m³