

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP: J84H17000930009

U.O. ARCHITETTURA STAZIONI E TERRITORIO

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO LINEA CODOGNO-CREMONA-MANTOVA TRATTA PIADENA-MANTOVA

FV14 - FERMATA DI CASTELLUCCHIO 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 4 B 0 0 1 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	F. Serrau 	Aprile 2020	A. Malcangi 	Aprile 2020	M. Berlingeri 	Aprile 2020	A. Perego Aprile 2020


File: NM2503D26CLFV14B0011A

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	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	12
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	18
7	DESCRIZIONE DELL'OPERA	19
7.1	GENERALITÀ	19
7.2	UNITÀ DI MISURA	21
8	MODELLO DI CALCOLO	21
8.1	CODICE DI CALCOLO	21
8.2	TIPO DI ANALISI SVOLTA	21
8.3	COMBINAZIONI DI CARICO	24
9	SOLLECITAZIONI DI PROGETTO	27

9.1	RISULTATI.....	27
9.1.1	Soletta di fondazione F1.....	27
9.1.2	Soletta di fondazione F2.....	31
10	VERIFICHE	37
10.1	VERIFICA AL CARICO LIMITE	37
10.1.1	Soletta di fondazione F1.....	40
10.1.2	Soletta di fondazione F2.....	48
10.2	VERIFICA A RIBALTAMENTO.....	58
10.2.1	Soletta di fondazione F1.....	58
10.2.2	Soletta di fondazione F2.....	60
10.3	VERIFICA A FLESSIONE E TAGLIO.....	62
10.3.1	Soletta di fondazione F1.....	65
10.3.2	Soletta di fondazione F2.....	86
10.4	VERIFICA DEI CEDIMENTI	107
10.4.1	Soletta di fondazione F1.....	107
10.4.2	Soletta di fondazione F2.....	109
10.5	INCIDENZA ARMATURE	111
10.5.1	Soletta di Fondazione F1	111
10.5.2	Soletta di Fondazione F2	113

 <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 CLFV1400001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 4 di 114</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 fondazioni delle pensiline previste in corrispondenza della fermata “Castellucchio”.

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 “Castellucchio”.

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 70 metri circa
- Pensilina metallica disposta a protezione di una parte della banchina lato binario pari per una lunghezza complessiva di 70 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 “Castellucchio”, situata sulla progressiva PK 78+700.

	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 CLFV1400001	REV. A	FOGLIO 5 di 114

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.*



**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	CLFV1400001	A	7 di 114

- *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	N	M	2	5	0	3	D	4	4	C	L	F	V	1	1	0	0	0	0	1	A
Relazione di calcolo della pensilina ferroviaria	-	N	M	2	5	0	3	D	4	4	C	L	F	V	1	1	0	0	0	0	1	A
Relazione di calcolo della copertura scale	-	N	M	2	5	0	3	D	4	4	C	L	F	V	1	1	0	0	0	0	2	A
Carpenteria piano terra - pensilina ferroviaria	1:100	N	M	2	5	0	3	D	4	4	P	A	F	V	1	1	0	0	0	0	7	A
Carpenteria piano terra - copertura scale	1:100	N	M	2	5	0	3	D	4	4	P	A	F	V	1	1	0	0	0	0	8	A
Carpenteria copertura - pensilina ferroviaria	1:100	N	M	2	5	0	3	D	4	4	P	A	F	V	1	1	0	0	0	0	9	A
Carpenteria copertura - copertura scale	1:50	N	M	2	5	0	3	D	4	4	P	B	F	V	1	1	0	0	0	0	1	A
Carpenteria - sezioni longitudinali e trasversali - pensilina ferroviaria	1:50	N	M	2	5	0	3	D	4	4	W	B	F	V	1	1	0	0	0	0	1	A
Carpenteria - sezioni longitudinali e trasversali - copertura scale	1:50	N	M	2	5	0	3	D	4	4	W	B	F	V	1	1	0	0	0	0	2	A
Relazione di calcolo fondazione	-	N	M	2	5	0	3	D	2	6	C	L	F	V	1	1	B	0	0	1	1	A
Planimetria fondazioni	1:100	N	M	2	5	0	3	D	2	6	P	A	F	V	1	1	B	0	0	1	1	A
Carpenteria fondazioni	1:50	N	M	2	5	0	3	D	2	6	P	B	F	V	1	1	B	0	0	0	2	A
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
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

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 78+700. 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 13.55: 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	(#)	(#)
E7B495000370	Pozzo per acqua	Regione Lombardia	27.50	90	-	-	-	-	-
L3-S51	Sondaggio	ITALFERR 2019	26.05	30	7	2	TA (3.20÷15.0m)	0	7
R10	MASW	ITALFERR 2019	-	-	-	-	-	-	-

⁽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 13.56: Stratigrafia di riferimento

Quota di riferimento pc ≈ 26.0 m slmm			
UNITA' GEOTECNICA	DA	A	SPESSORE
(-)	(m pc)	(m pc)	(m)
WRs1	0.0	1.5	1.5
WRa1	1.5	3.2	1.7
Rs1	3.2	12.0	8.8
Rs2	12.0	30.0	18.0

La falda di progetto è a 3.0 m da pc

Tabella 13.57: Valori dei parametri geotecnici caratteristici

Parametro	WRs1	WRa1	Rs1	Rs2
γ (kN/m ³)	19.0	19.0	19.0	19.0
ϕ' (°)	33	27	33	34
c' (kPa)	0	0	0	0
C_u (kPa)	-	50	-	-
G_0 (MPa)	40.0	50.0	60.0 fino a 7 m da pc 80.0 tra 7 e 10 m da pc 110.0 oltre a 10 m da pc	110.0 fino a 16 m da pc 130.0 oltre 16 m da pc
E_0 (MPa)	100.0	125.0	150.0 fino a 7 m da pc 200.0 tra 7 e 10 m da pc 275.0 oltre a 10 m da pc	275.0 fino a 16 m da pc 325.0 oltre 16 m da pc
E_{op1} (MPa)	10.0	12.5	15.0 fino a 7 m da pc 20.0 tra 7 e 10 m da pc 27.5 oltre a 10 m da pc	27.5 fino a 16 m da pc 32.5 oltre 16 m da pc
E_{op2} (MPa)	20.0	25.0	30.0 fino a 7 m da pc 40.0 tra 7 e 10 m da pc 55.0 oltre a 10 m da pc	55.0 fino a 16 m da pc 65.0 oltre 16 m da pc
OCR (-)	-	3.0	-	-
CR (-)	-	0.18	-	-
RR (-)	-	0.036	-	-
C_{cs} (%)	-	0.12	-	-
k_v (m/s)	2.00E-7	5.00E-8	5.00E-7	1.00E-6

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 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 5-1: Costanti di Winkler calcolate con il metodo di Vesic

Centro fondazione	B (m)	L (m)	moltiplicatore B	H (m)	D (m)	$M = L' / B'$	$N = H / B'$	I_1	I_2	I_s	D/B	L/B	I_F	E_s (kPa)	μ	K (kN/m ³)	K (kN/m ³)
F1	2.25	7	2	4.5	0.6	3.111111	4	0.484	0.096	0.539	0.3	3.11	1	15000	0.3	13595	13000
F2	2	14	2	4	0.6	7	4	0.543	0.128	0.616	0.3	7.00	1	15000	0.3	13376	13000

Spigoli fondazione	B (m)	L (m)	moltiplicatore B	H (m)	D (m)	$M = L / B$	$N = H / B$	I_1	I_2	I_s	D/B	L/B	I_F	E_s (kPa)	μ	K (kN/m ³)	K (kN/m ³)
F1	2.25	7	2	4.5	0.6	3.1	2	0.2775	0.1225	0.348	0.3	3.11	1	15000	0.3	21082	21000
F2	2	14	2	4	0.6	7.0	2	0.262	0.141	0.343	0.3	7.00	1	15000	0.3	24059	24000

Tabella 5-2: 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
		0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.043	0.043	0.043	0.043	0.043
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 5-3: 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 (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	$I_1 = 0.007$ $I_2 = 0.043$	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006
0.4	0.026 0.074	0.024 0.075	0.024 0.075	0.024 0.075	0.024 0.076	0.024 0.076	0.024 0.076	0.024 0.076	0.024 0.076	0.024 0.076	0.024 0.076
0.6	0.053 0.094	0.051 0.097	0.050 0.097	0.050 0.098	0.050 0.098	0.049 0.098	0.049 0.098	0.049 0.098	0.049 0.098	0.049 0.098	0.049 0.098
0.8	0.086 0.107	0.082 0.111	0.081 0.112	0.080 0.113	0.080 0.113	0.080 0.113	0.079 0.113	0.079 0.114	0.079 0.114	0.079 0.114	0.079 0.114
1.0	0.121 0.114	0.115 0.120	0.113 0.122	0.112 0.123	0.112 0.123	0.112 0.124	0.111 0.124	0.111 0.124	0.110 0.125	0.110 0.125	0.110 0.125
1.5	0.207 0.118	0.197 0.130	0.194 0.134	0.192 0.136	0.191 0.137	0.190 0.138	0.190 0.138	0.189 0.139	0.188 0.140	0.188 0.140	0.188 0.140
2.0	0.284 0.114	0.271 0.131	0.267 0.136	0.264 0.139	0.262 0.141	0.261 0.143	0.260 0.144	0.259 0.145	0.257 0.147	0.256 0.147	0.256 0.148
3.0	0.402 0.097	0.392 0.122	0.386 0.131	0.382 0.137	0.378 0.141	0.376 0.144	0.374 0.145	0.373 0.147	0.368 0.152	0.367 0.153	0.367 0.154
4.0	0.484 0.082	0.484 0.110	0.479 0.121	0.474 0.129	0.470 0.135	0.466 0.139	0.464 0.142	0.462 0.145	0.453 0.154	0.451 0.155	0.451 0.156
5.0	0.553 0.070	0.554 0.098	0.552 0.111	0.548 0.120	0.543 0.128	0.540 0.133	0.536 0.137	0.534 0.140	0.522 0.154	0.519 0.156	0.519 0.157
6.0	0.585 0.060	0.609 0.087	0.610 0.101	0.608 0.111	0.604 0.120	0.601 0.126	0.598 0.131	0.595 0.135	0.579 0.153	0.576 0.157	0.575 0.157
7.0	0.618 0.053	0.653 0.078	0.658 0.092	0.658 0.103	0.656 0.112	0.653 0.119	0.650 0.125	0.647 0.129	0.628 0.152	0.624 0.157	0.623 0.158
8.0	0.643 0.047	0.688 0.071	0.697 0.084	0.700 0.095	0.700 0.104	0.698 0.112	0.695 0.118	0.692 0.124	0.672 0.151	0.666 0.156	0.665 0.158
9.0	0.663 0.042	0.716 0.064	0.730 0.077	0.736 0.088	0.737 0.097	0.736 0.105	0.735 0.112	0.732 0.118	0.710 0.149	0.704 0.156	0.702 0.158
10.0	0.679 0.038	0.740 0.059	0.758 0.071	0.766 0.082	0.770 0.091	0.770 0.099	0.770 0.106	0.768 0.112	0.745 0.147	0.738 0.156	0.735 0.158
20.0	0.756 0.020	0.856 0.031	0.896 0.039	0.925 0.046	0.945 0.053	0.959 0.059	0.969 0.065	0.977 0.071	0.982 0.124	0.965 0.148	0.957 0.156
500.0	0.832 0.001	0.977 0.001	1.046 0.002	1.102 0.002	1.150 0.002	1.191 0.003	1.227 0.003	1.259 0.003	1.532 0.008	1.721 0.016	1.879 0.031

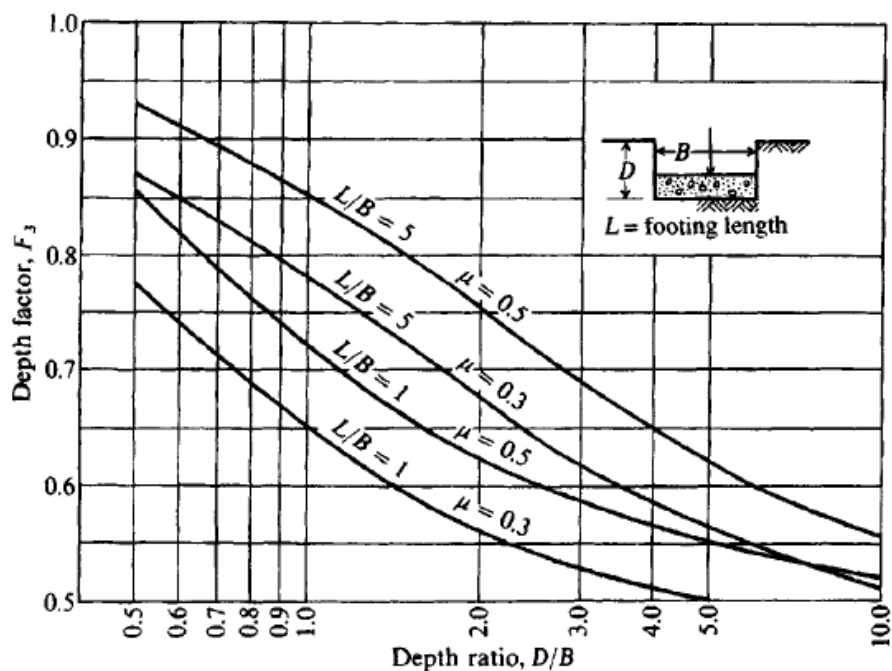


Figura 1 – Grafico per la determinazione del coefficiente I_F (Fonte: Joseph E. Bowles, P.E., S.E., Foundation analysis and design)

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.

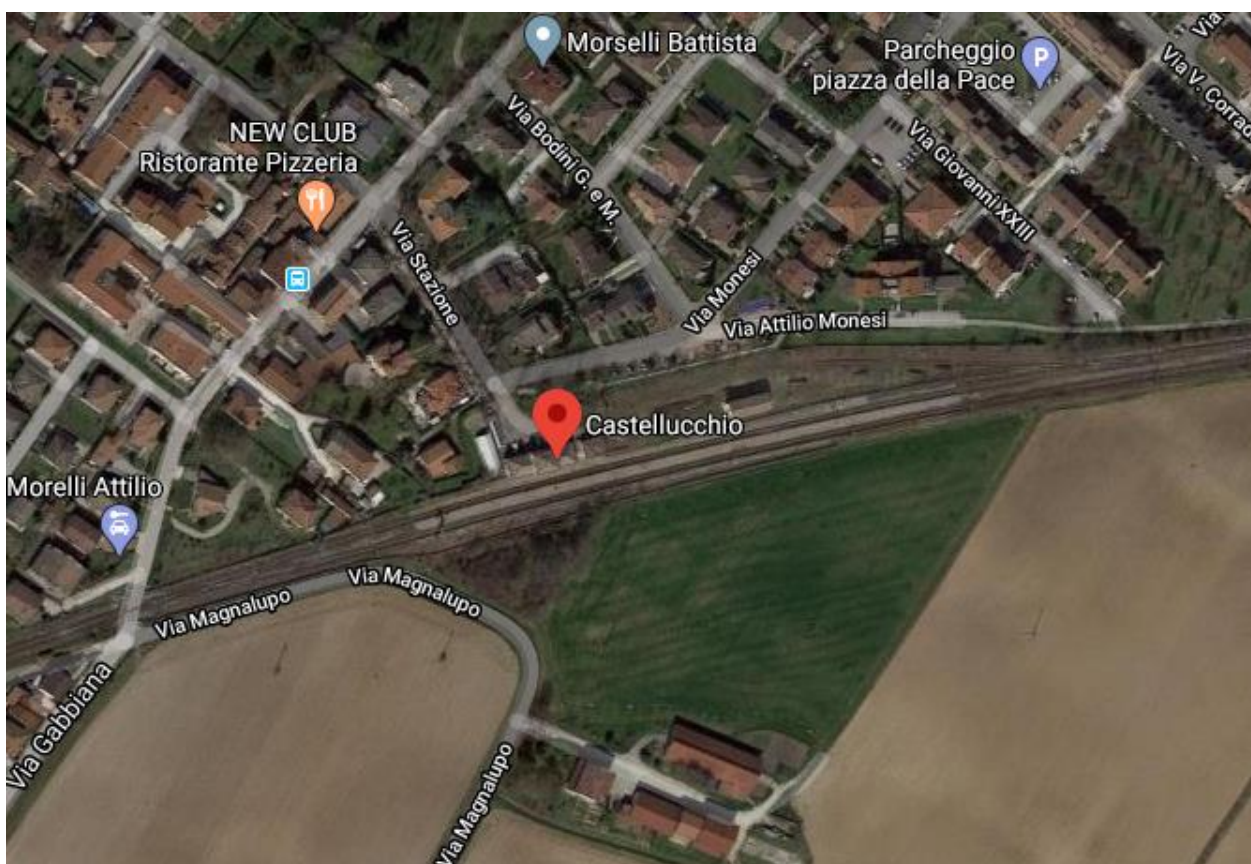


Figura 2 – Configurazione planimetrica tracciato

Le coordinate del sito sono:

45°08'39.48"N

10°38'51"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 si assume, 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 / V_R) 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 17-01-18, si ottiene per il sito in esame:

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Elaborazioni grafiche


Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri


Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

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

Interpolazione

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

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	45	0.038	2.566	0.245
SLD	75	0.045	2.556	0.274
SLV	712	0.100	2.591	0.309
SLC	1462	0.128	2.556	0.313

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 1-2 e 6-7, consistono in platee di fondazione in cls armato monolitico, ed hanno dimensioni pari a 700x225x60cm. Le opere di fondazione del tipo **F2** sono situate in corrispondenza delle assi strutturali 10 – 14 ed hanno dimensioni pari a 1700x225x60cm. Entrambe le tipologie di fondazioni sono state esaminate nella presente relazione. Il piano di posa è pari a -1.50m dal piano banchina. Il resto dei fili strutturali in corrispondenza del sottopasso della stazione ferroviaria sono innestati sulla struttura rampa scale, che non è oggetto della presente relazione.

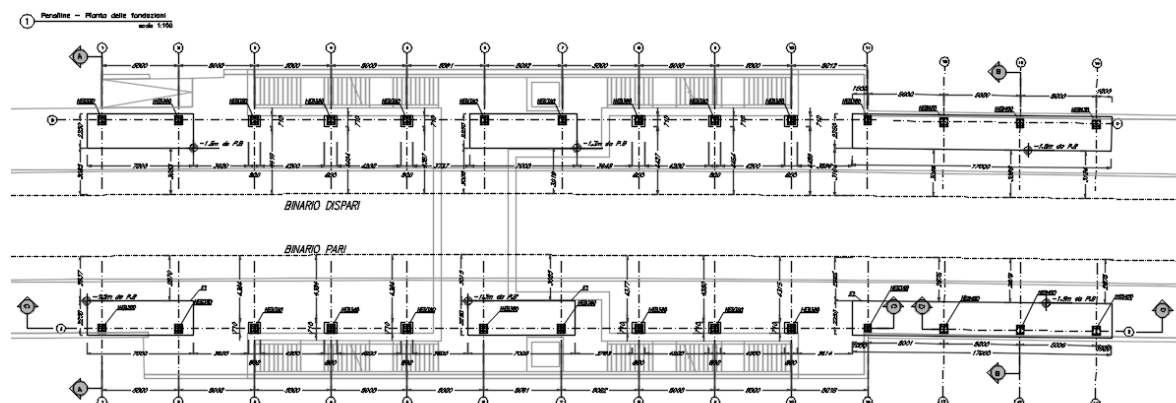
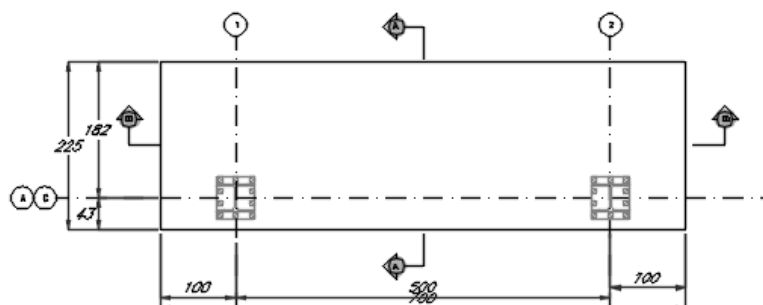


Figura 3 – Inquadramento planimetrico

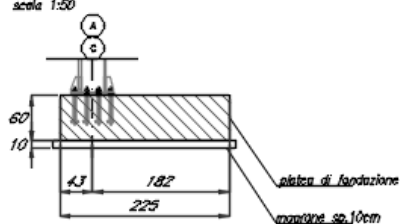
FONDAZIONE TIPO F1
VISTA IN PIANTA

scala 1:50



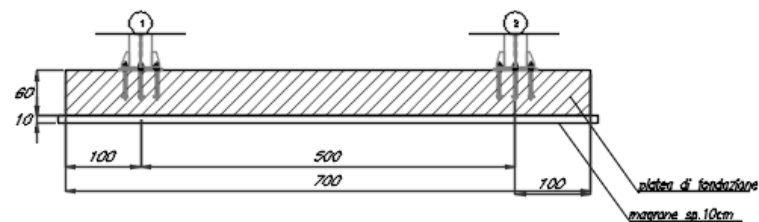
SEZIONE A-A

scala 1:50



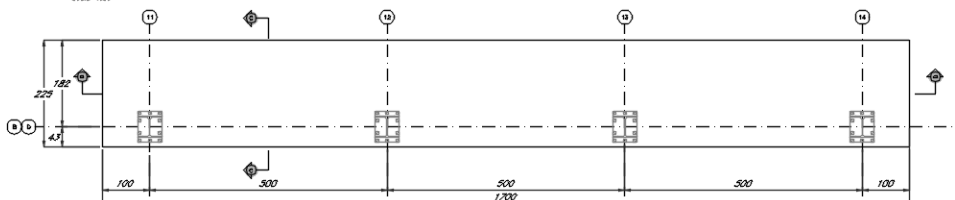
SEZIONE B-B

scala 1:50



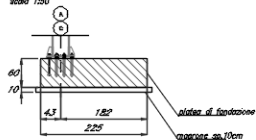
FONDAZIONE TIPO F2
VISTA IN PIANTA

scala 1:50



SEZIONE C-C

scala 1:50



SEZIONE D-D

scala 1:50

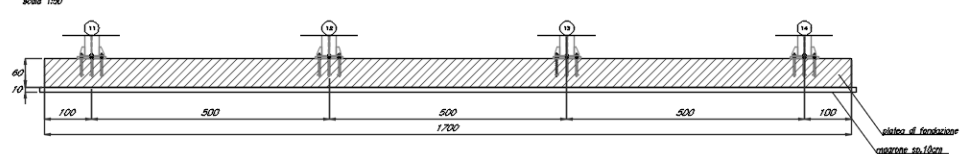


Figura 4 – F1 e F2 – pianta e sezioni

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 (Relazioni di calcolo pensilina ferroviaria NM2503D44CLFV1400001A e NM2503D44CLFV1400002A).

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.

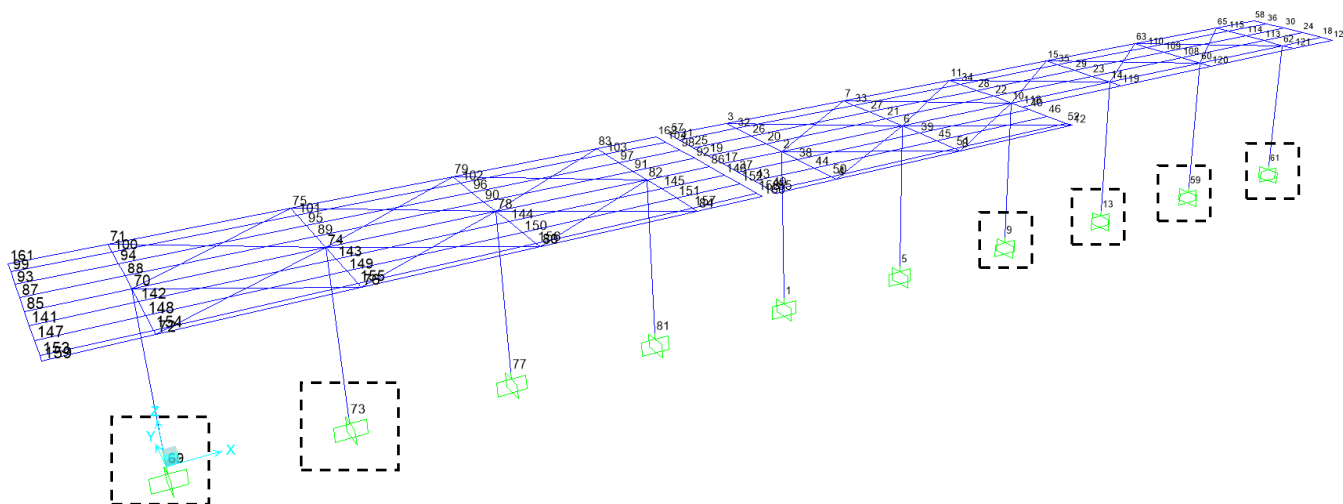
Le reazioni nei vincoli strutturali, ottenute dal modello di calcolo della struttura in elevazione, sono state usate per il dimensionamento delle fondazioni.

La platea di fondazione 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 rigidità 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.

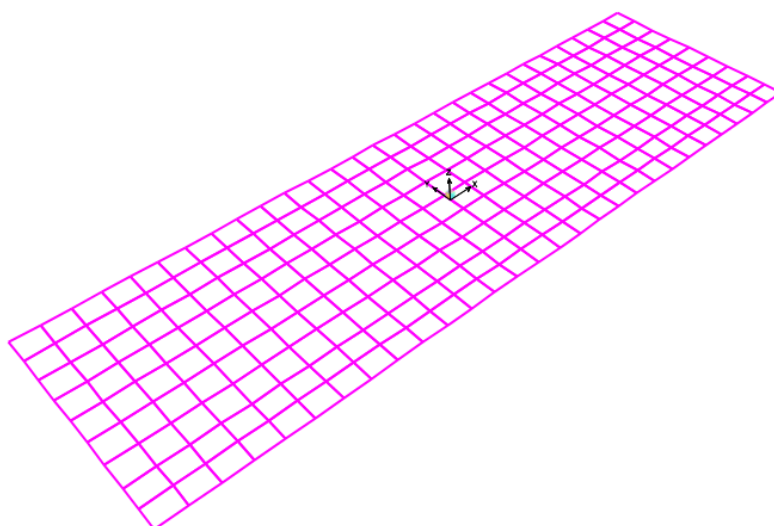
Nelle figure seguenti si riporta la numerazione dei nodi vincolati:

Analysis Model - 3-D View



Nelle figure seguenti si riporta la discretizzazione degli elementi dei modelli di calcolo:

3-D View



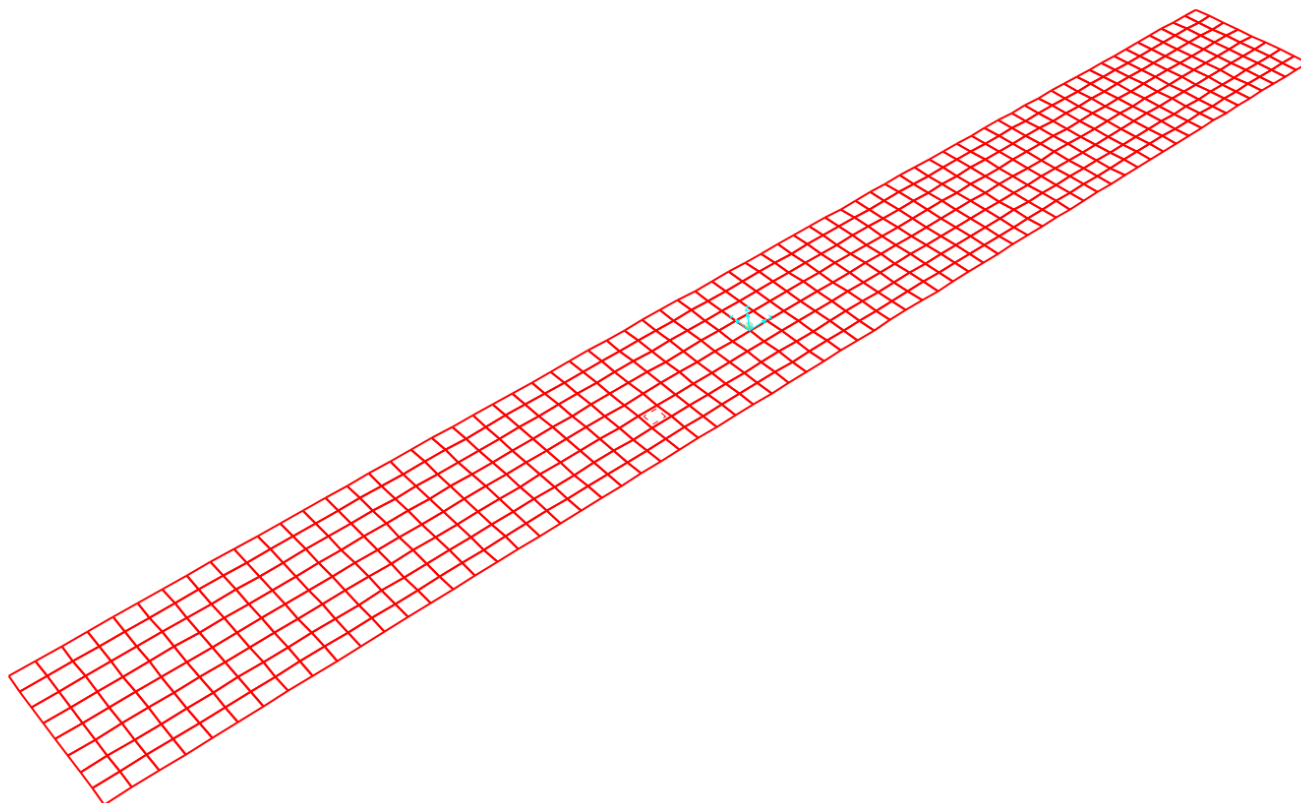


PROGETTO DEFINITIVO
RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA
TRATTA PIADENA-MANTOVA

OPERE D'ARTE MINORI - PENSILINE
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D 26	CLFV1400001	A	23 di 114

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
	gr_1	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
Gruppi di carico	gr_2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr_3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr_4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione SLU e SLE	0,80 0,0	0,0 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

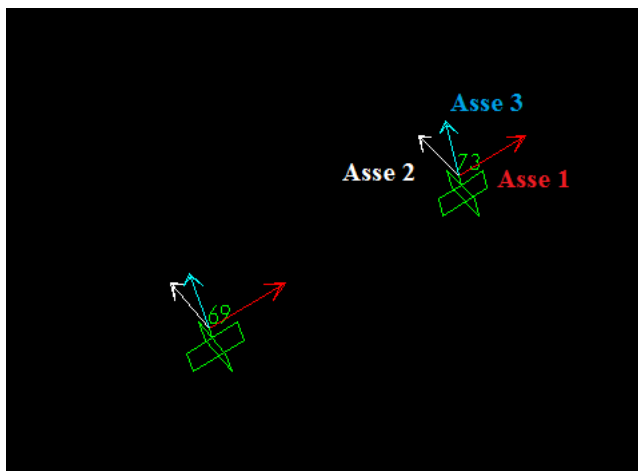
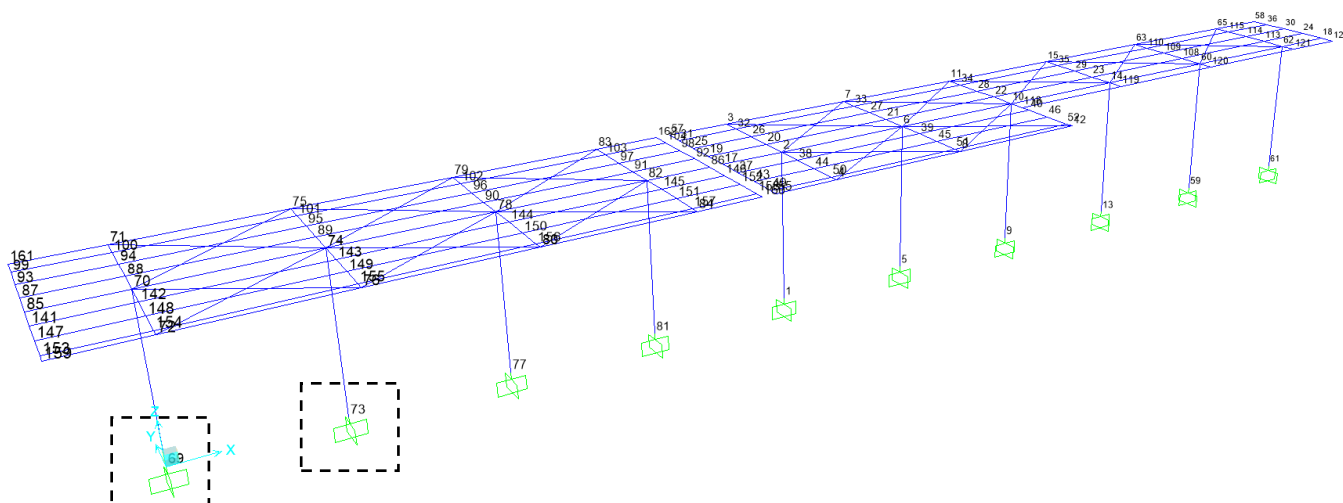
9.1.1 Soletta di fondazione F1

Nelle tabelle seguenti si riassumono i risultati governanti le verifiche, ottenuti dal calcolo strutturale, per la soletta di fondazione del tipo **F1**, indicando con N le azioni assiali, V le azioni taglianti e M i momenti flettenti per i nodi 69 e 73.

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 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.

Analysis Model - 3-D View



9.1.1.1 Nodo 69

TABLE: Reazioni								
Nodo	Condizione di carico	Analisi	F1	F2	F3	M1	M2	M3
		Tipo	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
69	Peso_Proprio	LinStatic	-0.65	0.09	34.39	2.88	-1.13	0.00
69	Copertura	LinStatic	-0.71	0.00	52.60	1.22	-1.16	0.00
69	Neve	LinStatic	-0.47	0.00	35.07	0.81	-0.77	0.00
69	Vento	LinStatic	-0.58	-6.12	44.97	39.15	-0.95	0.00
69	Effetti_Aerodinamici_1	LinStatic	-0.24	-5.41	18.03	25.70	-0.39	0.00
69	Effetti_Aerodinamici_2	LinStatic	-0.95	-0.47	1.82	-1.50	-1.46	0.00
69	Effetti_Aerodinamici_3	LinStatic	0.36	-2.41	8.28	9.26	0.57	0.01
69	Effetti_Aerodinamici_4	LinStatic	0.06	1.55	0.12	-8.20	0.20	-0.01
69	Carichi_variabili	LinStatic	-0.29	0.00	21.92	0.51	-0.48	0.00
69	Temperatura	LinStatic	2.48	0.00	1.67	0.00	7.61	0.00
69	Nte	LinStatic	-0.01	0.00	18.47	0.00	-0.01	0.00
69	V1te	LinStatic	0.00	-4.50	-0.01	76.73	0.00	0.04
69	V2te	LinStatic	-0.25	0.00	-1.30	0.00	-1.46	0.00
69	Rottura_catenaria	LinStatic	-4.88	0.00	-3.43	0.00	-14.48	0.00
Nodo	Combinazione di progetto	Analisi	F1	F2	F3	M1	M2	M3
		Tipo	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
69	$0.9xPP+0.8xCop+1.5x(V1te+V2te+Nte)+0.6x1.5xVento+0.8x1.5xAero_1$	EQU 01	-2.35	-18.67	160.87	184.74	-5.47	0.07
69	$0.9xPP+0.8xCop-1.5x(V1te+V2te+Nte)-0.6x1.5xVento-0.8x1.5xAero_1$	EQU 02	0.06	18.84	-14.81	-177.60	1.58	-0.07
69	$1.3xPP+1.5xCop+1.5x(V1te+V2te+Nte)+0.6x1.5xVento+0.8x1.5xAero_1+0.5x1.5xNeve$	SLU 01	-3.45	-18.63	237.75	187.36	-7.32	0.07
69	$1.0xPP+0.8xCop-1.5x(V1te+V2te+Nte)-0.6x1.5xVento-0.8x1.5xAero_1$	SLU 02	-0.01	18.85	-11.38	-177.31	1.47	-0.07
69	$PP+Cop+(V1te+V2te+Nte)+0.6xVento+0.8xAero_1+0.5xNeve$	SLE_Rare 01	-2.39	-12.41	163.08	125.29	-5.03	0.05
69	$PP+Cop-(V1te+V2te+Nte)-0.6xVento-0.8xAero_1$	SLE_Rare 02	-0.55	12.60	28.43	-116.68	0.06	-0.04

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
69	SLV_1	Combination	Max	25.216	6.772	110.612	48.8893	77.9309	0.009
69	SLV_1	Combination	Min	-27.918	-6.587	63.361	-40.681	-82.5126	-0.0087
69	SLV_9	Combination	Max	6.795	19.027	95.882	130.4575	22.2006	0.0133
69	SLV_9	Combination	Min	-9.498	-18.842	78.091	-122.2492	-26.7823	-0.013
69	SLV_17	Combination	Max	6.942	6.173	98.227	44.0244	22.3883	0.0053
69	SLV_17	Combination	Min	-9.645	-5.988	75.745	-35.8161	-26.9701	-0.005

9.1.1.2 Nodo 73

TABLE: Reazioni								
Nodo	Condizione di carico	Analisi	F1	F2	F3	M1	M2	M3
		Tipo	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
73	Peso_Proprio	LinStatic	0.14	-0.09	30.79	3.14	0.30	0.00
73	Copertura	LinStatic	0.23	0.00	43.38	1.19	0.51	0.00
73	Neve	LinStatic	0.15	0.00	28.92	0.80	0.34	0.00
73	Vento	LinStatic	0.19	-6.19	36.77	38.71	0.44	0.00
73	Effetti_Aerodinamici_1	LinStatic	0.08	-5.35	14.87	25.31	0.17	0.00
73	Effetti_Aerodinamici_2	LinStatic	0.50	1.34	-10.17	-3.62	1.16	0.00
73	Effetti_Aerodinamici_3	LinStatic	-0.33	-0.52	0.08	2.71	-0.68	0.00
73	Effetti_Aerodinamici_4	LinStatic	-0.03	1.39	-8.48	-3.78	0.03	-0.01
73	Carichi_variabili	LinStatic	0.09	0.00	18.08	0.50	0.21	0.00
73	Temperatura	LinStatic	1.05	0.00	-1.67	0.00	2.94	0.00
73	Nte	LinStatic	0.00	0.00	0.04	0.00	0.00	0.00
73	V1te	LinStatic	0.00	-9.67	0.02	54.59	-0.01	0.04
73	V2te	LinStatic	-1.02	0.00	0.93	0.01	-2.84	0.00
73	Rottura_catenaria	LinStatic	-5.26	-0.01	0.87	0.01	-15.13	0.00
Nodo	Combinazione di progetto	Analisi	F1	F2	F3	M1	M2	M3
		Tipo	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
73	$0.9xPP+0.8xCop+1.5x(V1te+V2te+Nte)+0.6x1.5xVento+0.8x1.5xAero_1$	EQU 01	-0.97	-26.58	114.84	150.88	-2.98	0.07
73	$0.9xPP+0.8xCop-1.5x(V1te+V2te+Nte)-0.6x1.5xVento-0.8x1.5xAero_1$	EQU 02	1.59	26.41	10.00	-143.33	4.34	-0.07
73	$1.3xPP+1.5xCop+1.5x(V1te+V2te+Nte)+0.6x1.5xVento+0.8x1.5xAero_1+0.5x1.5xNeve$	SLU 01	-0.64	-26.62	179.21	153.57	-2.25	0.07
73	$1.0xPP+0.8xCop-1.5x(V1te+V2te+Nte)-0.6x1.5xVento-0.8x1.5xAero_1$	SLU 02	1.60	26.40	13.08	-143.01	4.37	-0.07
73	$PP+Cop+(V1te+V2te+Nte)+0.6xVento+0.8xAero_1+0.5xNeve$	SLE_Rare 01	-0.41	-17.76	123.58	102.80	-1.46	0.04
73	$PP+Cop-(V1te+V2te+Nte)-0.6xVento-0.8xAero_1$	SLE_Rare 02	1.22	17.57	39.23	-93.74	3.25	-0.04

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
73	SLV_1	Combination	Max	31.046	6.975	83.01	46.9213	88.4814	0.0086
73	SLV_1	Combination	Min	-30.306	-7.164	65.336	-38.2603	-86.8567	-0.0085
73	SLV_9	Combination	Max	9.696	21.878	78.855	137.3653	27.4534	0.0131
73	SLV_9	Combination	Min	-8.956	-22.067	69.491	-128.7043	-25.8287	-0.013
73	SLV_17	Combination	Max	9.637	6.863	82.173	45.3903	27.2543	0.0051
73	SLV_17	Combination	Min	-8.897	-7.052	66.173	-36.7293	-25.6296	-0.005

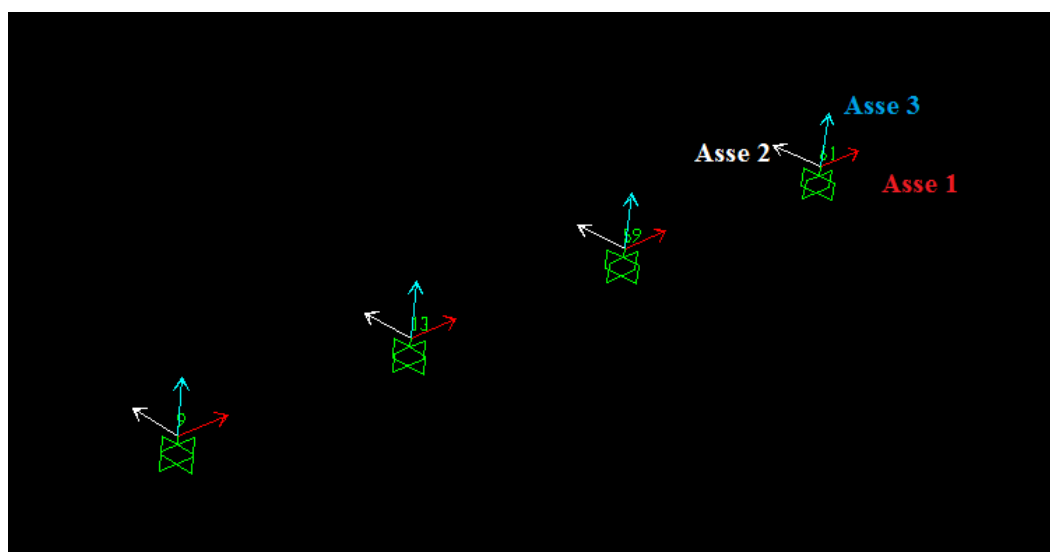
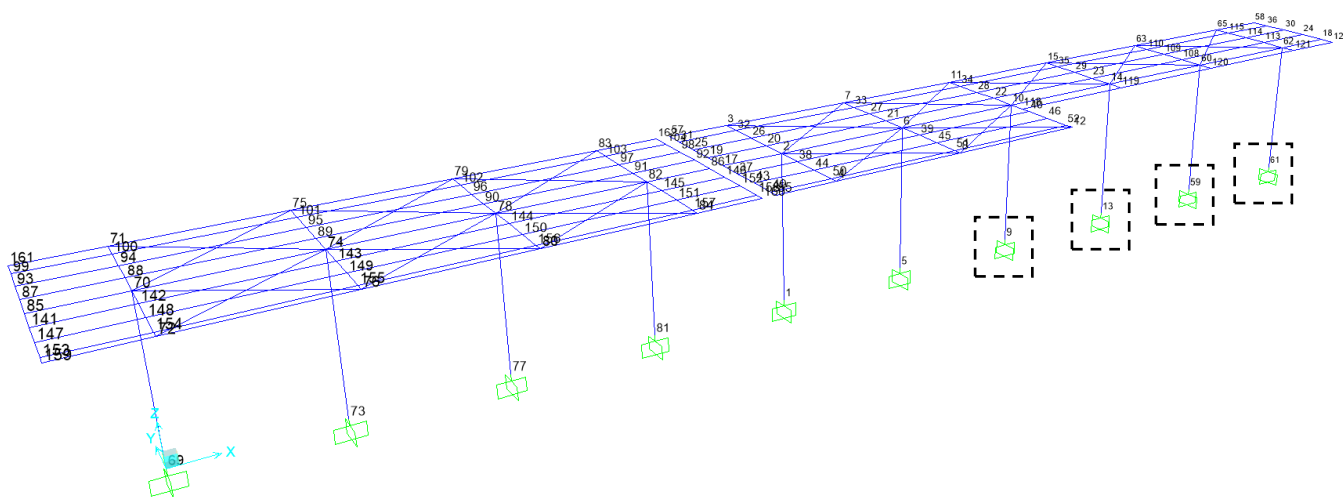
9.1.2 Soletta di fondazione F2

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.

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 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.

Analysis Model - 3-D View



9.1.2.1 Nodo 9

TABLE: Joint Reactions								
Nodo	Condizione di carico	Tipo	F1	F2	F3	M1	M2	M3
		Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
9	Peso_Proprio	LinStatic	0.01	0.52	30.38	7.18	0.04	0.00
9	Copertura	LinStatic	-0.01	2.18	38.27	10.98	-0.01	-0.01
9	Neve	LinStatic	-0.01	1.46	25.52	7.32	-0.01	-0.01
9	Vento	LinStatic	0.01	-3.24	32.54	38.32	0.03	0.00
9	Effetti_Aerodinamici_1	LinStatic	0.01	-3.74	13.15	24.05	0.03	0.00
9	Effetti_Aerodinamici_2	LinStatic	0.11	0.39	0.25	-2.26	0.35	0.00
9	Effetti_Aerodinamici_3	LinStatic	0.06	0.85	-8.49	-0.78	0.06	0.00
9	Effetti_Aerodinamici_4	LinStatic	0.21	1.44	-3.16	-0.62	0.38	0.00
9	Carichi_variabili	LinStatic	0.00	0.91	15.95	4.57	0.00	0.00
9	Temperatura	LinStatic	1.11	-0.09	-0.89	0.38	3.21	0.00
9	Nte	LinStatic	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.01	0.00
9	V1te	LinStatic	0.05	-0.59	-0.14	3.09	0.12	-0.01
9	V2te	LinStatic	-0.58	0.01	-0.06	-0.04	-1.67	0.00
9	Rottura_catenaria	LinStatic	-3.22	0.06	-0.24	-0.23	-9.26	0.00
Nodo	Combinazione di progetto	Tipo	F1	F2	F3	M1	M2	M3
		-	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
9	$0.9xPP+0.8xCop+0.8x1.5x(V1te+V2te+Nte)+1.5xVento+0.8x1.5xAero_1$	EQU 01	-0.61	-7.84	122.30	105.24	-1.76	-0.03
9	$0.9xPP+0.8xCop-0.8x1.5x(V1te+V2te+Nte)-1.5xVento-0.8x1.5xAero_1$	EQU 02	0.62	12.26	-6.38	-74.75	1.82	0.01
9	$1.3xPP+1.5xCop+0.8x1.5x(V1te+V2te+Nte)+1.5xVento+0.8x1.5xAero_1+0.5x1.5xNeve$	SLU 01	-0.62	-5.02	180.38	121.28	-1.76	-0.04
9	$1.0xPP+0.8xCop-0.8x1.5x(V1te+V2te+Nte)-1.5xVento-0.8x1.5xAero_1$	SLU 02	0.62	12.31	-3.34	-74.03	1.82	0.01
9	$PP+Cop+0.8x(V1te+V2te+Nte)+Vento+0.8xAero_1+0.5xNeve$	SLE_Rare 01	-0.41	-3.28	124.31	81.81	-1.17	-0.03
9	$PP+Cop-0.8x(V1te+V2te+Nte)-Vento-0.8xAero_1$	SLE_Rare 02	0.41	9.40	25.76	-41.83	1.22	0.00

TABLE: Reazioni									
Nodo	Combinazione di carico	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
9	SLV_1	Combination	Max	23.548	9.95	72	62.5375	67.6416	0.0137
9	SLV_1	Combination	Min	-23.542	-4.554	65.309	-26.2167	-67.5807	-0.0354
9	SLV_9	Combination	Max	9.769	16.319	73.363	99.9117	28.0831	0.0361
9	SLV_9	Combination	Min	-9.763	-10.923	63.946	-63.591	-28.0223	-0.0578
9	SLV_17	Combination	Max	7.73	8.256	72.869	49.2515	22.2209	0.0065
9	SLV_17	Combination	Min	-7.724	-2.861	64.441	-12.9307	-22.1601	-0.0282

9.1.2.2 Nodo 13

TABLE: Joint Reactions

Nodo	Condizione di carico	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
		Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
13	Peso_Proprio	LinStatic	0.02	1.12	26.44	17.23	0.07	-0.01
13	Copertura	LinStatic	0.00	2.26	30.40	33.13	0.01	-0.01
13	Neve	LinStatic	0.00	1.51	20.26	22.08	0.01	-0.01
13	Vento	LinStatic	0.03	-6.29	24.56	72.56	0.06	0.00
13	Effetti_Aerodinamici_1	LinStatic	0.00	-5.70	10.41	42.38	0.00	0.00
13	Effetti_Aerodinamici_2	LinStatic	0.15	0.48	0.01	-2.45	0.44	0.00
13	Effetti_Aerodinamici_3	LinStatic	-0.08	0.12	0.06	-0.99	-0.21	0.00
13	Effetti_Aerodinamici_4	LinStatic	-0.13	-0.16	5.37	4.69	-0.22	0.00
13	Carichi_variabili	LinStatic	0.00	0.94	12.67	13.80	0.00	-0.01
13	Temperatura	LinStatic	-0.90	-0.13	-0.96	0.66	-2.63	0.00
13	Nte	LinStatic	-0.01	0.00	-0.01	0.00	-0.01	0.00
13	V1te	LinStatic	0.03	-5.08	-0.09	25.85	0.06	-0.02
13	V2te	LinStatic	-0.63	0.00	0.12	-0.06	-1.86	0.00
13	Rottura_catenaria	LinStatic	-3.61	0.07	0.01	-0.44	-10.51	0.00
Nodo	Combinazione di progetto	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
13	$0.9xPP+0.8xCop+0.8x1.5x(V1te+V2te+Nte)+1.5xVento+0.8x1.5xAero_1$	EQU 01	-0.67	-19.57	97.48	232.66	-2.02	-0.04
13	$0.9xPP+0.8xCop-0.8x1.5x(V1te+V2te+Nte)-1.5xVento-0.8x1.5xAero_1$	EQU 02	0.71	25.19	-1.25	-148.64	2.15	0.01
13	$1.3xPP+1.5xCop+0.8x1.5x(V1te+V2te+Nte)+1.5xVento+0.8x1.5xAero_1+0.5x1.5xNeve$	SLU 01	-0.66	-16.41	144.53	279.31	-1.98	-0.06
13	$1.0xPP+0.8xCop-0.8x1.5x(V1te+V2te+Nte)-1.5xVento-0.8x1.5xAero_1$	SLU 02	0.72	25.31	1.40	-146.92	2.16	0.01
13	$PP+Cop+0.8x(V1te+V2te+Nte)+Vento+0.8xAero_1+0.5xNeve$	SLE_Rare 01	-0.43	-10.79	99.88	188.50	-1.31	-0.04
13	$PP+Cop-0.8x(V1te+V2te+Nte)-Vento-0.8xAero_1$	SLE_Rare 02	0.49	18.30	23.93	-76.75	1.47	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
13	SLV_1	Combination	Max	26.187	13.013	60.084	105.5719	76.256	0.0191
13	SLV_1	Combination	Min	-26.136	-6.26	53.596	-4.8574	-76.1004	-0.0533
13	SLV_9	Combination	Max	10.904	22.175	64.373	160.2221	31.7498	0.0517
13	SLV_9	Combination	Min	-10.853	-15.422	49.307	-59.5076	-31.5942	-0.0858
13	SLV_17	Combination	Max	8.617	11.312	60.808	92.7831	25.0944	0.0084
13	SLV_17	Combination	Min	-8.567	-4.559	52.872	7.9314	-24.9387	-0.0426

9.1.2.3 Nodo 59

TABLE: Joint Reactions

Nodo	Condizione di carico	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
		Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
59	Peso_Proprio	LinStatic	-0.02	-0.40	24.76	23.12	-0.01	0.00
59	Copertura	LinStatic	-0.02	-1.05	27.50	46.68	-0.03	-0.01
59	Neve	LinStatic	-0.01	-0.70	18.33	31.12	-0.02	-0.01
59	Vento	LinStatic	-0.01	-7.65	22.38	75.44	-0.01	0.00
59	Effetti_Aerodinamici_1	LinStatic	-0.02	-6.03	9.45	42.58	-0.03	0.00
59	Effetti_Aerodinamici_2	LinStatic	0.15	0.17	0.04	-0.89	0.45	0.00
59	Effetti_Aerodinamici_3	LinStatic	-0.07	0.46	0.00	-2.30	-0.19	0.00
59	Effetti_Aerodinamici_4	LinStatic	0.06	-1.04	-0.02	6.08	0.13	0.00
59	Carichi_variabili	LinStatic	-0.01	-0.44	11.46	19.45	-0.01	0.00
59	Temperatura	LinStatic	-3.23	-0.02	-2.40	0.24	-9.26	0.00
59	Nte	LinStatic	0.00	0.00	0.04	0.00	0.00	0.00
59	V1te	LinStatic	-0.10	-9.35	0.22	50.82	-0.22	-0.02
59	V2te	LinStatic	-0.76	0.01	-0.85	0.00	-2.11	0.00
59	Rottura_catenaria	LinStatic	-3.69	0.05	-0.45	-0.24	-10.71	0.00
Nodo	Combinazione di progetto	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
		Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
59	$0.9xPP+0.8xCop+0.8x1.5x(V1te+V2te+Nte)+1.5xVento+0.8x1.5xAero_1$	EQU 01	-1.10	-31.10	88.47	283.38	-2.88	-0.04
59	$0.9xPP+0.8xCop-0.8x1.5x(V1te+V2te+Nte)-1.5xVento-0.8x1.5xAero_1$	EQU 02	1.03	28.71	0.09	-167.07	2.81	0.02
59	$1.3xPP+1.5xCop+0.8x1.5x(V1te+V2te+Nte)+1.5xVento+0.8x1.5xAero_1+0.5x1.5xNeve$	SLU 01	-1.13	-32.51	131.37	348.64	-2.91	-0.06
59	$1.0xPP+0.8xCop-0.8x1.5x(V1te+V2te+Nte)-1.5xVento-0.8x1.5xAero_1$	SLU 02	1.03	28.67	2.56	-164.75	2.81	0.01
59	$PP+Cop+0.8x(V1te+V2te+Nte)+Vento+0.8xAero_1+0.5xNeve$	SLE_Rare 01	-0.76	-21.73	90.88	235.51	-1.94	-0.04
59	$PP+Cop-0.8x(V1te+V2te+Nte)-Vento-0.8xAero_1$	SLE_Rare 02	0.67	18.49	22.79	-80.34	1.86	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
59	SLV_1	Combination	Max	26.862	7.48	60.526	119.4663	77.4363	0.0201
59	SLV_1	Combination	Min	-26.942	-10.362	43.982	20.143	-77.5125	-0.051
59	SLV_9	Combination	Max	11.182	17.891	61.217	181.2359	32.2513	0.0528
59	SLV_9	Combination	Min	-11.262	-20.773	43.291	-41.6266	-32.3275	-0.0836
59	SLV_17	Combination	Max	8.809	6.6	57.711	112.3341	25.4311	0.0099
59	SLV_17	Combination	Min	-8.889	-9.482	46.797	27.2752	-25.5073	-0.0407

9.1.2.4 Nodo 61

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
61	Peso_Proprio	LinStatic	0.41	-0.41	27.29	26.91	0.77	-0.01
61	Copertura	LinStatic	0.39	-1.06	32.48	55.46	0.71	-0.01
61	Neve	LinStatic	0.26	-0.71	21.65	36.97	0.47	-0.01
61	Vento	LinStatic	0.24	-5.85	26.71	74.28	0.44	0.00
61	Effetti_Aerodinamici_1	LinStatic	0.12	-5.23	11.15	41.43	0.21	0.00
61	Effetti_Aerodinamici_2	LinStatic	0.13	-0.10	-0.11	0.51	0.40	0.00
61	Effetti_Aerodinamici_3	LinStatic	-0.06	0.69	0.05	-3.62	-0.18	0.00
61	Effetti_Aerodinamici_4	LinStatic	0.02	-1.22	-0.05	6.14	0.05	0.00
61	Carichi_variabili	LinStatic	0.16	-0.44	13.53	23.11	0.30	0.00
61	Temperatura	LinStatic	-4.42	0.13	3.27	-0.72	-13.81	0.00
61	Nte	LinStatic	0.01	0.00	18.48	0.00	0.02	0.00
61	V1te	LinStatic	-0.14	-1.49	-0.07	62.09	-0.32	-0.02
61	V2te	LinStatic	0.06	-0.01	1.07	0.05	-0.63	0.00
61	Rottura_catenaria	LinStatic	-3.46	-0.10	2.25	0.54	-10.34	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
61	$0.9 \times PP + 0.8 \times Cop + 0.8 \times 1.5 \times (V1te + V2te + Nte) + 1.5 \times Vento + 0.8 \times 1.5 \times Aero_1$	EQU 01	1.11	-18.08	127.36	304.31	1.06	-0.04

61	$0.9xPP+0.8xCop-0.8x1.5x(V1te+V2te+Nte) -1.5xVento-0.8x1.5xAero_1$	EQU 02	0.26	15.64	-26.28	-167.14	1.46	0.02
61	$1.3xPP+1.5xCop+0.8x1.5x(V1te+V2te+Nte)+1.5xVento+0.8x1.5xAero_1 +0.5x1.5xNeve$	SLU 01	1.74	-19.52	177.25	381.63	2.21	-0.06
61	$1.0xPP+0.8xCop-0.8x1.5x(V1te+V2te+Nte) -1.5xVento-0.8x1.5xAero_1$	SLU 02	0.30	15.59	-23.55	-164.45	1.54	0.02
61	$PP+Cop+0.8x(V1te+V2te+Nte)+Vento +0.8xAero_1+0.5xNeve$	SLE_Rare 01	1.21	-13.07	121.80	258.01	1.58	-0.04
61	$PP+Cop-0.8x(V1te+V2te+Nte)-Vento -0.8xAero_1$	SLE_Rare 02	0.52	9.76	8.55	-74.78	1.61	0.00

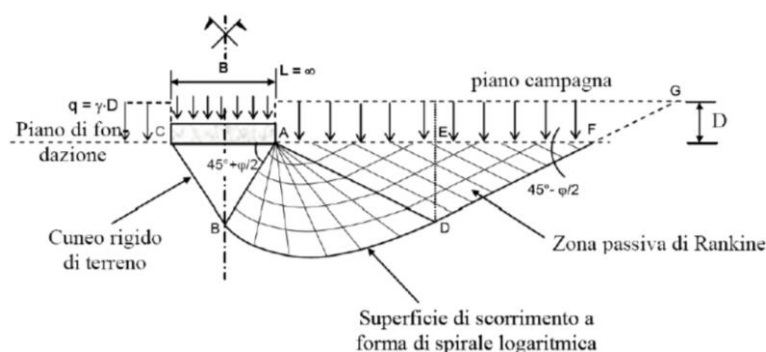
TABLE: Joint Reactions

Nodo	Combinazione	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
61	SLV_1	Combination	Max	23.399	9.84	80.971	152.3354	71.0881	0.0269
61	SLV_1	Combination	Min	-21.794	-12.791	38.557	12.3997	-68.1342	-0.0591
61	SLV_9	Combination	Max	10.246	22.099	76.197	232.6546	30.5083	0.0615
61	SLV_9	Combination	Min	-8.642	-25.049	43.331	-67.9195	-27.5544	-0.0937
61	SLV_17	Combination	Max	8.317	7.831	69.862	139.3301	24.4791	0.014
61	SLV_17	Combination	Min	-6.713	-10.782	49.666	25.4051	-21.5252	-0.0462

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:

$$\begin{aligned} N_q &= e^{\pi \cdot \tan \phi} \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \\ N_c &= (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg} \phi \\ N_\gamma &= 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi \end{aligned} \quad [2]$$

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

Fattori di forma (Vesic, 1975)

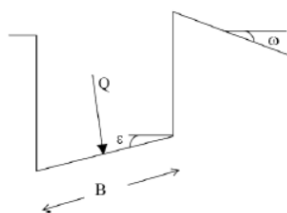
Forma della fondazione	s_c	s_q	s_γ
Rettangolare	$1 + \frac{B'}{L'} \cdot \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \frac{B'}{L'} \cdot \tan \phi$	$1 - 0,4 \cdot \frac{B'}{L'}$
Circolare o quadrata	$1 + \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \tan \phi$	0,6

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_g
$\phi = 0$ argilla saturata 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	-	$\left(1 - \frac{H}{V} \right)^m$	$\left(1 - \frac{H}{V} \right)^{m+1}$
$m = m_L \cdot \cos^2 \vartheta$ $+ m_B \cdot \sin^2 \vartheta$	$m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$	$m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$	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_g
$b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \phi}$	$(1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$	$(1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$

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 - 1.50m da P.B., alla quale corrisponde lo strato WRs1. Essendo, comunque, il livello della falda ad 3m dal P.C., ed il sottostante strato WRa1 di natura coesiva, cautelativamente la verifica al carico limite è stata svolta per lo strato che presenta le caratteristiche più sfavorevoli.

Le seguenti caratteristiche del terreno sono stati considerati:

In condizioni drenate

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

In condizioni non-drenate

$$c_u = 50kPa$$

10.1.1 Soletta di fondazione F1

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_1_	Combination		-4.090	-45.250	1127.982	51.143	136.780	-22.678
SLU_2_	Combination		1.590	45.250	712.722	-321.502	-55.310	19.840
SLV_3_Comb_Max	Combination	Max	27.802	22.841	712.070	-34.702	89.775	13.371
SLV_1_Comb_Max	Combination	Max	93.642	23.551	706.982	-38.377	235.455	39.971
SLV_1_Comb_Max	Combination	Min	18.898	3.969	691.289	-39.129	235.455	39.280
SLV_2_Comb_Max	Combination	Max	27.712	73.547	688.102	146.755	92.245	18.723
SLV_3_Comb_Min	Combination	Max	-7.338	-3.259	673.590	-169.938	-28.675	-15.474
SLV_2_Comb_Max	Combination	Min	5.288	8.273	672.409	146.003	92.245	18.516
SLV_2_Comb_Min	Combination	Max	-7.248	-8.283	660.952	-353.166	-31.120	-20.809
SLV_3_Comb_Max	Combination	Min	5.378	3.259	659.761	-37.208	89.775	13.163
SLV_2_Comb_Min	Combination	Min	-29.672	-73.557	645.259	-353.918	-31.120	-21.016
SLV_1_Comb_Min	Combination	Max	-20.858	-3.969	642.062	-168.028	-174.305	-41.592
SLV_1_Comb_Min	Combination	Min	-95.602	-23.551	626.369	-168.779	-174.305	-42.283
SLV_3_Comb_Min	Combination	Min	-29.762	-22.841	621.281	-172.444	-28.675	-15.681

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 Condizione drenate

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c^*Nc^*sc^*dc^*ic^*bc^*gc + q^*Nq^*sq^*dq^*iq^*bq^*gq + 0,5\gamma^*B^*N\gamma^*s\gamma^*d\gamma^*r\gamma^*b\gamma^*g\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

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

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

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

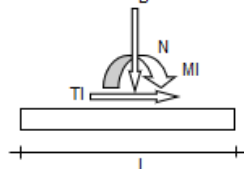
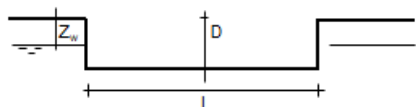
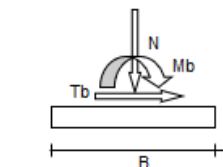
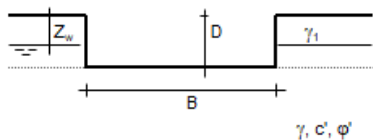
L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2^*e_L$)

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

coefficienti parziali

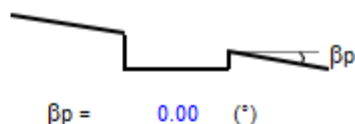
Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno	
		permanenti	temporanee variabili	$\tan \phi'$	c'
Stato limite ultimo	○	1.00	1.30	1.25	1.60
Tensioni ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dall'utente	●	1.00	1.00	1.00	1.00

valori suggeriti dall'EC7



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B = 2.25 (m)
L = 7.00 (m)
D = 1.50 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporane e	
N [kN]	1128.00	0.00	1128.00
Mb [kNm]	52.00	0.00	52.00
MI [kNm]	137.00	0.00	137.00
Tb [kN]	-46.00	0.00	-46.00
TI [kN]	-4.10	0.00	-4.10
H [kN]	46.18	0.00	46.18

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

$Z_w = 3.00$ (m)

$e_a = 0.05$ (m)

$e_l = 0.12$ (m)

$B^* = 2.16$ (m)

$L^* = 6.76$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 28.50$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 15.67$ (kN/mc)

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$N_q = 13.20$

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

$N_c = 23.94$

$$N\gamma = 2^*(Nq + 1)*\tan\varphi'$$

$$N\gamma = 14.47$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1.18$$

$$s_q = 1 + B^*\tan\varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.16$$

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

$$s_\gamma = 0.87$$

i_b, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.76 \quad \theta = \arctg(Tb/TI) = 84.91 \quad (^\circ)$$

$$m_i = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.24 \quad m = 1.75 \quad (-)$$

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

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

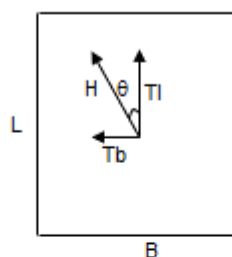
$$i_b = 0.93$$

$$i_c = i_b - (1 - i_b)/(Nq - 1)$$

$$i_c = 0.92$$

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

$$i_\gamma = 0.89$$



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

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

$$\text{per } D/B^* > 1; d_o = 1 + (2 \tan\varphi' (1 - \sin\varphi')^2) * \arctan (D / B^*)$$

$$d_o = 1.21$$

$$d_c = d_o - (1 - d_o) / (Nc \tan\varphi')$$

$$d_c = 1.23$$

$$d_r = 1$$

$$d_r = 1.00$$

b_{0r} , b_{qr} , b_r : fattori di inclinazione base della fondazione

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

$$b_{0r} = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_r = b_{0r}$$

$$b_r = 1.00$$

g_{0r} , g_{qr} , g_r : fattori di inclinazione piano di campagna

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

$$g_{0r} = 1.00$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_r = g_{0r}$$

$$g_r = 1.00$$

Carico limite unitario

$q_{lim} = 682.44$ (kN/m ²)	R3	2.30	
	qrd	297	(kN/m ²)

Pressione massima agente

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

$$q = 77.36$$
 (kN/m²)

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = q_{lim} / q = 8.82 \quad \text{OK}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

$$H_d = 46.18$$
 (kN)

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

$$S_d = 574.74$$
 (kN)

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento

$$F_{scorr} = 12.45 \quad \text{OK}$$

10.1.1.2 Condizione 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 $e_L = 0$; $L^* = L$)

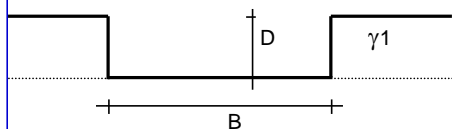
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

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

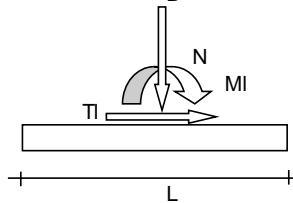
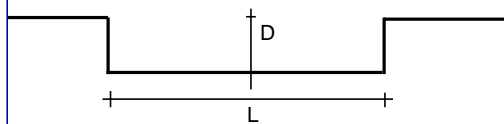
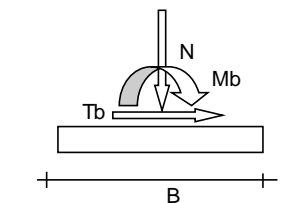
coefficienti parziali

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 = 2.25 (m)
L = 7.00 (m)
D = 1.50 (m)



$\beta_f = 0.00$ (°)



$\beta_p = 0.00$ (°)

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	1128.00	0.00	1128.00
Mb [kNm]	52.00	0.00	52.00
MI [kNm]	137.00	0.00	137.00
Tb [kN]	-46.00	0.00	-46.00
TI [kN]	-4.10	0.00	-4.10
H [kN]	46.18	0.00	46.18

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

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

$$e_B = 0.05 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.12 \quad (\text{m})$$

Valore di progetto

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

$$B^* = 2.16 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 6.76 \quad (\text{m})$$

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

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

$$s_c = 1.06$$

i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.76$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.24$$

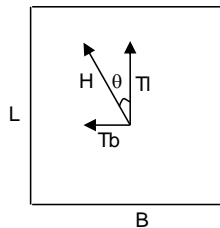
$$\theta = \arctg(T_b/T_I) = 84.91 \quad (^\circ)$$

$$m = 1.75$$

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

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

$$i_c = 0.98$$



d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_c = 1.28$$

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

$$q_{lim} = 370.39 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 77.36 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = q_{lim} / q = 4.79 \quad \geq 2.3 \quad \text{La verifica risulta soddisfatta}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

$$H_d = 46.18 \quad (\text{kN})$$

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

$$S_d = 729.02 \quad (\text{kN})$$

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento

$$F_{scorr} = 15.79 \quad \geq 1.1 \quad \text{La verifica risulta soddisfatta}$$

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_1_	Combination		-0.670	-73.460	2168.434	798.257	-1032.282	-186.302
SLU_2_	Combination		2.670	81.880	1511.974	-538.112	-598.982	75.392
SLV_3_Comb_Max	Combination	Max	58.013	58.289	1408.721	257.656	-520.884	32.435
SLV_2_Comb_Max	Combination	Max	66.653	159.398	1383.280	529.914	-565.494	135.322
SLV_1_Comb_Max	Combination	Max	181.787	64.559	1381.710	296.618	-450.004	72.320
SLV_3_Comb_Min	Combination	Max	-7.377	-3.441	1361.251	-63.462	-592.524	-89.745
SLV_2_Comb_Max	Combination	Min	17.587	-2.398	1349.559	529.258	-582.355	53.158
SLV_1_Comb_Max	Combination	Min	18.233	16.021	1347.989	295.962	-466.865	43.831
SLV_1_Comb_Min	Combination	Max	-16.663	-9.721	1309.570	-103.969	-702.634	-126.727
SLV_2_Comb_Min	Combination	Max	-16.017	8.708	1308.010	-337.280	-588.064	-135.911
SLV_3_Comb_Max	Combination	Min	8.947	9.751	1296.317	255.471	-577.086	6.899
SLV_1_Comb_Min	Combination	Min	-180.217	-58.259	1275.849	-104.624	-719.495	-155.215
SLV_2_Comb_Min	Combination	Min	-65.083	-153.088	1274.289	-337.935	-604.925	-218.075
SLV_3_Comb_Min	Combination	Min	-56.443	-51.979	1248.847	-65.648	-648.726	-115.280

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 Condizione drenate

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c^*Nc^* sc^*dc^*ic^*bc^*gc + q^*Nq^*sq^*dq^*iq^*bq^*gg + 0,5^*\gamma^*B^*N\gamma^*s\gamma^*d\gamma^*r\gamma^*b\gamma^*g\gamma$$

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 ($B^* = B - 2^*e_b$)

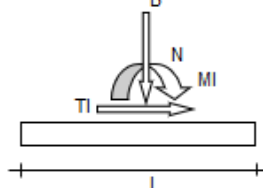
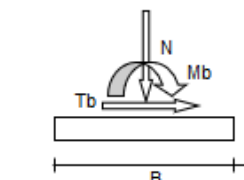
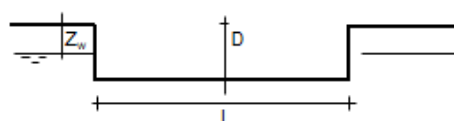
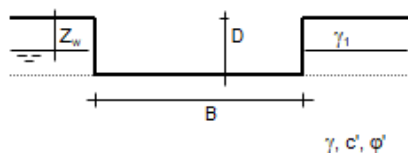
L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2^*e_L$)

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

coefficienti parziali

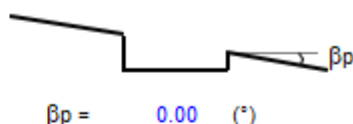
Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno	
		permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'
Stato limite ultimo	○	1.00	1.30	1.25	1.60
Tensioni ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dall'utente	⊗	1.00	1.00	1.00	1.00

valori suggeriti dall'EC7



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B = 2.25 (m)
L = 17.00 (m)
D = 1.50 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporane e	
N [kN]	2169.00	0.00	2169.00
Mb [kNm]	799.00	0.00	799.00
MI [kNm]	-1033.00	0.00	-1033.00
Tb [kN]	-74.00	0.00	-74.00
TI [kN]	-1.00	0.00	-1.00
H [kN]	74.01	0.00	74.01

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)
 $\varphi' = 33.00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 0.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 33.00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 3.00$ (m)

$e_B = 0.37$ (m)
 $e_L = -0.48$ (m)

$B^* = 1.51$ (m)
 $L^* = 17.95$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 28.50$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 15.67$ (kN/mc)

Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante

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

$N_q = 26.09$

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

$N_c = 38.64$

$$N\gamma = 2^*(Nq + 1)*\tan\varphi'$$

$$N\gamma = 35.19$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1.06$$

$$s_q = 1 + B*\tan\varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.05$$

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

$$s_\gamma = 0.97$$

i₀, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_0 = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.92 \quad \theta = \arctg(Tb/TI) = 89.23 \quad (^\circ)$$

$$m_1 = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.08 \quad m = 1.92 \quad (-)$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme
e $m=(m_0 \sin^2\theta + m_1 \cos^2\theta)$ in tutti gli altri)

$$i_0 = (1 - H/(N + B*L^* c' \cot\varphi'))^m$$

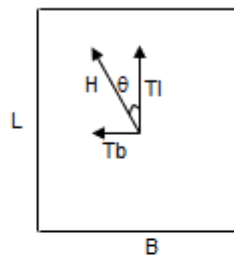
$$i_0 = 0.94$$

$$i_c = i_0 - (1 - i_0)/(Nq - 1)$$

$$i_c = 0.93$$

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

$$i_\gamma = 0.90$$



d₀, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

$$\text{per } D/B^* \leq 1; d_0 = 1 + 2 D \tan\varphi' (1 - \sin\varphi')^2 / B^*$$

$$\text{per } D/B^* > 1; d_0 = 1 + (2 \tan\varphi' (1 - \sin\varphi')^2) * \arctan(D / B^*)$$

$$d_0 = 1.27$$

$$d_c = d_0 - (1 - d_0) / (Nc \tan\varphi')$$

$$d_c = 1.28$$

$$d_7 = 1$$

$$d_7 = 1.00$$

b_0, b_q, b_7 : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_0 = (1 - \beta_t \tan \phi')^2 \quad \beta_t + \beta_p = 0.00 \quad \beta_t + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_0 = 1.00$$

$$b_c = b_0 - (1 - b_0) / (N_c \tan \phi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_7 = b_0$$

$$b_7 = 1.00$$

g_0, g_q, g_7 : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_0 = (1 - \tan \beta_p)^2 \quad \beta_t + \beta_p = 0.00 \quad \beta_t + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_0 = 1.00$$

$$g_c = g_0 - (1 - g_0) / (N_c \tan \phi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_7 = g_0$$

$$g_7 = 1.00$$

Carico limite unitario

$q_{lim} =$	1293.73	(kN/m ²)	R3	2.30	
			qrd	562	(kN/m ²)

Pressione massima agente

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

$$q = 79.84 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = q_{lim} / q = 16.20 \quad \text{OK}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

$$H_d = 74.01 \quad (\text{kN})$$

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

$$S_d = 1408.57 \quad (\text{kN})$$

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento

$$F_{scorr} = 19.03 \quad \text{OK}$$



**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	CLFV1400001	A	54 di 114

10.1.2.2 Condizione 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 ($e_B = Mb/N$)

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

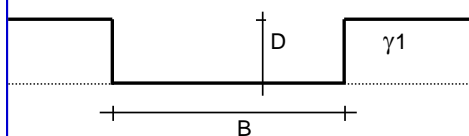
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

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

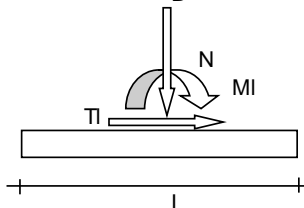
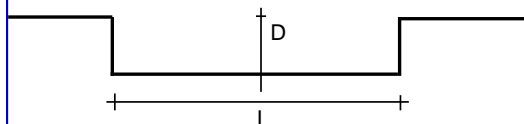
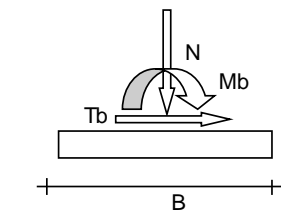
coefficienti parziali

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 nastroforme $L=100$ m)

B = 2.25 (m)
L = 17.00 (m)
D = 1.50 (m)



$\beta_f = 0.00$ (°)



$\beta_p = 0.00$ (°)

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	2169.00	0.00	2169.00
Mb [kNm]	799.00	0.00	799.00
Ml [kNm]	-1033.00	0.00	-1033.00
Tb [kN]	-74.00	0.00	-74.00
Tl [kN]	-1.00	0.00	-1.00
H [kN]	74.01	0.00	74.01

Peso unità di volume del terreno

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

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$c_u = 50.00$ (kN/mq)

$e_B = 0.37$ (m)

$e_L = -0.48$ (m)

Valore di progetto

$c_u = 50.00$ (kN/mq)

$B^* = 1.51$ (m)

$L^* = 17.95$ (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 : coefficiente di capacità portante

$N_c = 2 + \pi$

$N_c = 5.14$

s_c : fattori di forma

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

$s_c = 1.02$

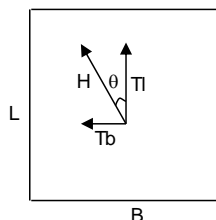
i_c : fattore di inclinazione del carico

$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.92$

$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.08$

$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 89.23$ (°)

$m = 1.92$



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

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

$i_c = 0.98$

d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_c = 1.40$$

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

$$q_{lim} = 386.01 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 79.84 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = q_{lim} / q = 4.83 \geq 2.3 \quad \text{La verifica risulta soddisfatta}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

$$H_d = 74.01 \quad (\text{kN})$$

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

$$S_d = 1358.34 \quad (\text{kN})$$

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento

$$F_{scorr} = 18.35 \geq 1.1 \quad \text{La verifica risulta soddisfatta}$$

10.2 Verifica a ribaltamento

10.2.1 Soletta di fondazione F1

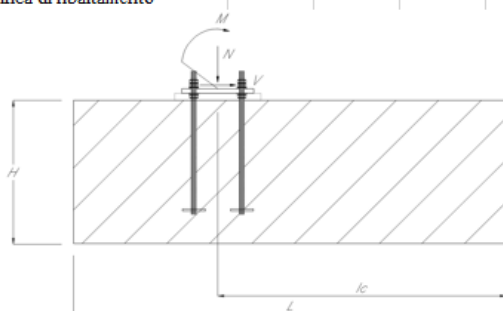
NOTA: I coefficienti parziali di sicurezza alle SLV sono unitari

L'altezza del rinterro considerata per il calcolo è di 0.7m, anzichè 0.9m (in corrispondenza del sottopasso) in quanto è più sfavorevole per la verifica a ribaltamento;

Nodo	Comb. Di carico	F1	F2	F3	M1	M2	M3
-	-	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
69+73	SLV_9	18.45	-40.1	147.6	-250.95	-52.6	-0.02
69+73	EQU 02	1.64	45.25	-4.82	-320.93	5.92	-0.13

10.2.1.1 Verifica EQU

Verifica di ribaltamento

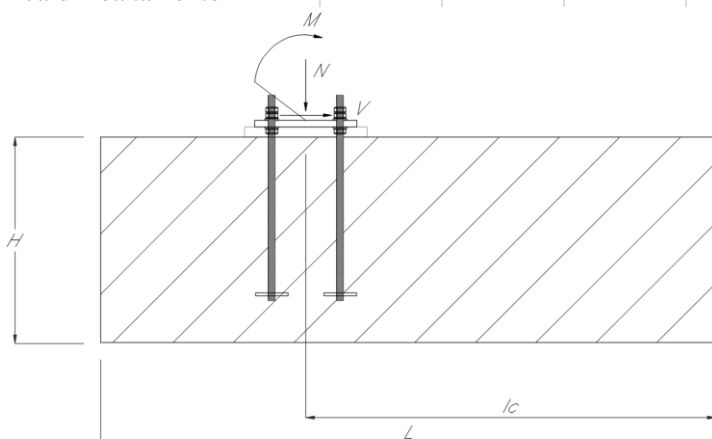


V_{EQU}	N_{EQU}	M_{EQU}					
[kN]	[kN]	[kN.m]					
45.25	-4.82	320.93					
$M_{RIB} = M_{EQU} + V_{EQU} \times H =$		348.08	kN.m	momento ribaltante di progetto			
Dimensioni plinto di fondazione							
H =	0.60	m					
B =	7.00	m					
L =	2.25	m					
$l_c =$	1.82	m					
$L - l_c =$	0.43	m					
$H_{terr} =$	0.70	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 unità di volume di cls				
$\gamma =$	19.00	kN/m ³	peso per unità di volume del terreno				
$P_A =$	212.63	kN	peso proprio della fondazione				
$P_{terr} =$	167.58	kN	peso proprio del rinterro				
$M_{STAB} = N_{EQU} \times (\min(l_c; L - l_c)) + (P_A + P_{terr}) \times L / 2 =$		425.66	kN.m	momento stabilizzante di progetto			
La verifica:							
$\frac{M_{STAB}}{M_{RIB}}$	=	$\frac{425.66}{348.08}$	=	1.22	≥	1.10	

La verifica ha esito positivo

10.2.1.2 Verifica SLV

Verifica di ribaltamento



V_{EQU}	N_{EQU}	M_{EQU}				
[kN]	[kN]	[kN.m]				
-40.91	147.58	250.95				
$M_{\text{RIB}} = M_{\text{EQU}} + V_{\text{EQU}} \times H =$			226.41	kN.m	momento ribaltante di progetto	
Dimensioni plinto di fondazione						
$H =$	0.60	m				
$B =$	7.00	m				
$L =$	2.25	m				
$l_c =$	1.82	m				
$L - l_c =$	0.43	m				
$H_{\text{terr}} =$	0.70	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			
$P_A =$	236.25	kN	peso proprio della fondazione			
$P_{\text{terr}} =$	209.48	kN	peso proprio del rinterro			
$M_{\text{STAB}} = N_{\text{EQU}} \times (\min(l_c; L - l_c) + (P_A + P_{\text{terr}}) \times L / 2 =$			564.90	kN.m	momento stabilizzante di progetto	
La verifica:						
$\frac{M_{\text{STAB}}}{M_{\text{RIB}}}$	=	$\frac{564.90}{226.41}$	=	2.50	\geq	1.00

La verifica ha esito positivo

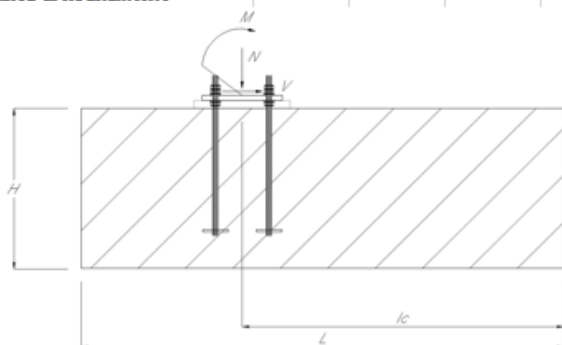
10.2.2 Soletta di fondazione F2

I coefficienti parziali di sicurezza alle SLV sono unitari

Reazioni							
Nodo	Comb. Di carico	F1	F2	F3	M1	M2	M3
-	-	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
TOT	SLV_9	42.101	78.484	275.15	674	122.5	0.20
TOT	EQU_02	2.62	81.8	-33.82	-557.6	8.25	0.05

10.2.2.1 Verifica SLV

Verifica di ribaltamento

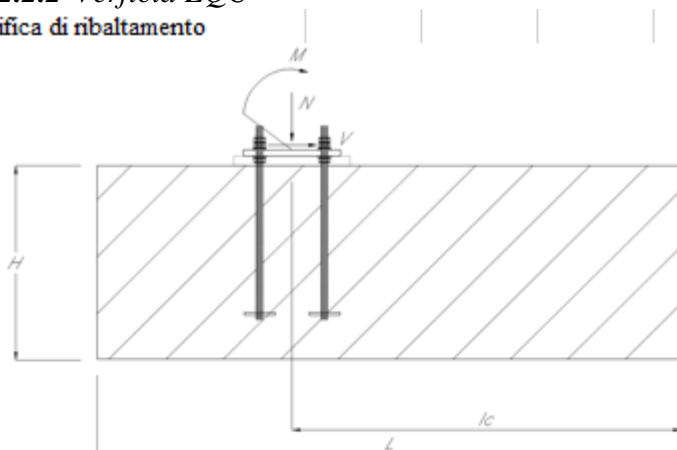


V_{EQU}	N_{EQU}	M_{EQU}					
[kN]	[kN]	[kN.m]					
78.48	275.15	674.02					
$M_{RIB} = M_{EQU} + V_{EQU} \times H =$	721.11	kN.m					momento ribaltante di progetto
Dimensioni plinto di fondazione							
$H =$	0.60	m					
$B =$	17.00	m					
$L =$	2.25	m					
$l_c =$	1.73	m					
$L - l_c =$	0.52	m					
$H_{terr} =$	0.90	m					altezza del rinterro
$\gamma_G =$	1.00	-					coeff. di sicurezza
$\rho_c =$	25.00	kN/m ³					peso per unità di volume di cls
$\gamma =$	19.00	kN/m ³					peso per unità di volume del terreno
$P_A =$	573.75	kN					peso proprio della fondazione
$P_{terr} =$	654.08	kN					peso proprio del rinterro
$M_{STAB} = N_{EQU} \times (\min(l_c; L - l_c)) + (P_A + P_{terr}) \times L / 2 =$	1524.38	kN.m					momento stabilizzante di progetto
La verifica:							
$\frac{M_{STAB}}{M_{RIB}} =$	$\frac{1524.38}{721.11}$	$=$	2.11	\geq	1.00		

La verifica ha esito positivo.

10.2.2.2 Verifica EQU

Verifica di ribaltamento



V_{EQU}	N_{EQU}	M_{EQU}				
[kN]	[kN]	[kN.m]				
81.80	-33.82	557.60				
$M_{RIB} = M_{EQU} + V_{EQU} \times H =$			606.68	kN.m	momento ribaltante di progetto	
Dimensioni plinto di fondazione						
$H =$	0.60	m				
$B =$	17.00	m				
$L =$	2.25	m				
$l_c =$	1.73	m				
$L - l_c =$	0.52	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	
$P_A =$	516.38	kN			peso proprio della fondazione	
$P_{terr} =$	523.26	kN			peso proprio del rinterro	
$M_{STAB} = N_{EQU} \times (\min(l_c; L - l_c)) + (P_A + P_{terr}) \times L / 2 =$			1152.00	kN.m	momento stabilizzante di progetto	
La verifica:						
$\frac{M_{STAB}}{M_{RIB}}$	=	$\frac{1152.00}{606.68}$	=	1.90	\geq	1.10

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.

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

MATERIALS DATA / DATI RELATIVI AI MATERIALI

CONCRETE - CALCESTRUZZO

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

STEEL - ACCIAIO

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

GEOMETRIC AND REINFORCEMENT DATA / DATI DI GEOMETRIA E DELLE ARMATURE

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

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

N	Design axial force [kN] applied in the concrete centroidal point (+ if compressive) Azione assiale sollecitante di progetto [kN] applicata nel baricentro della sezione di calcestruzzo (+ se in compressione)
Mx	Design moment force [kNm] around the x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section Momento sollecitante di progetto [kN m] attorno all'asse x

YY	con direzione positiva se tale da comprimere il lembo superiore della sezione Design shear [kN] in a direction parallel to the axis Y
T	Taglio sollecitante di progetto [kN] / in direzione parallela all'asse Y 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 $ec/2$ of depth (if $ec^* > 0$ then the section is all compressed) Deformazione nella fibra di calcestruzzo nella posizione $ec/2$ ($ec^* > 0$ nel caso di sezione compressa)
Yc max	Ordinate in [cm] of the fiber corresponding to ec max Ordinata in [cm] della fibra corrispondente a ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive) Massima deformazione nelle barre di acciaio (+ se in compressione)
Ys max	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es max Ordinata [cm] della barra corrispondente a es max
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive) Minima deformazione nelle barre di acciaio (+ se in compressione)
Ys min	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es min Ordinata [cm] della barra corrispondente a es min
Comb.N.	ec max ec* Yc max es max Ys max es min Ys min

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

Concrete vertices: /Vertici sezione calcestruzzo

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

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

Longitudinal Bars: / Barre longitudinali

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

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

10.3.1 Soletta di fondazione F1

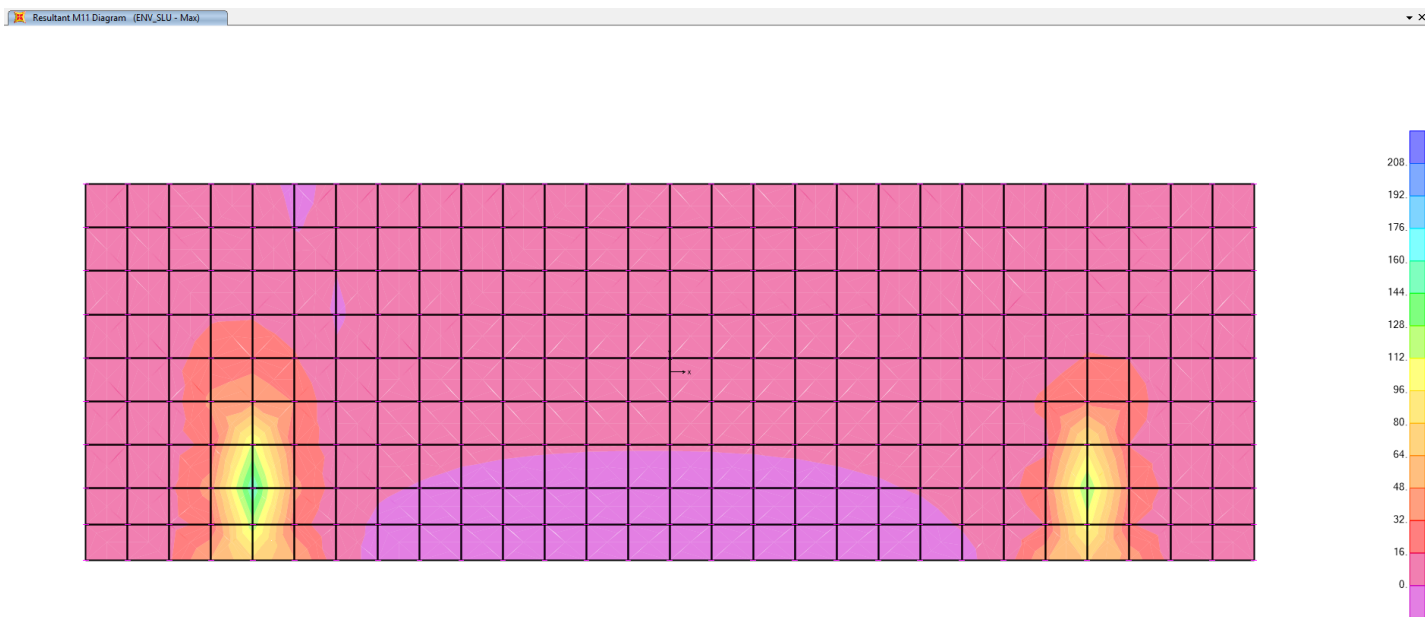


Figura 5 – ENV_SLU_Diagramma M11_Max

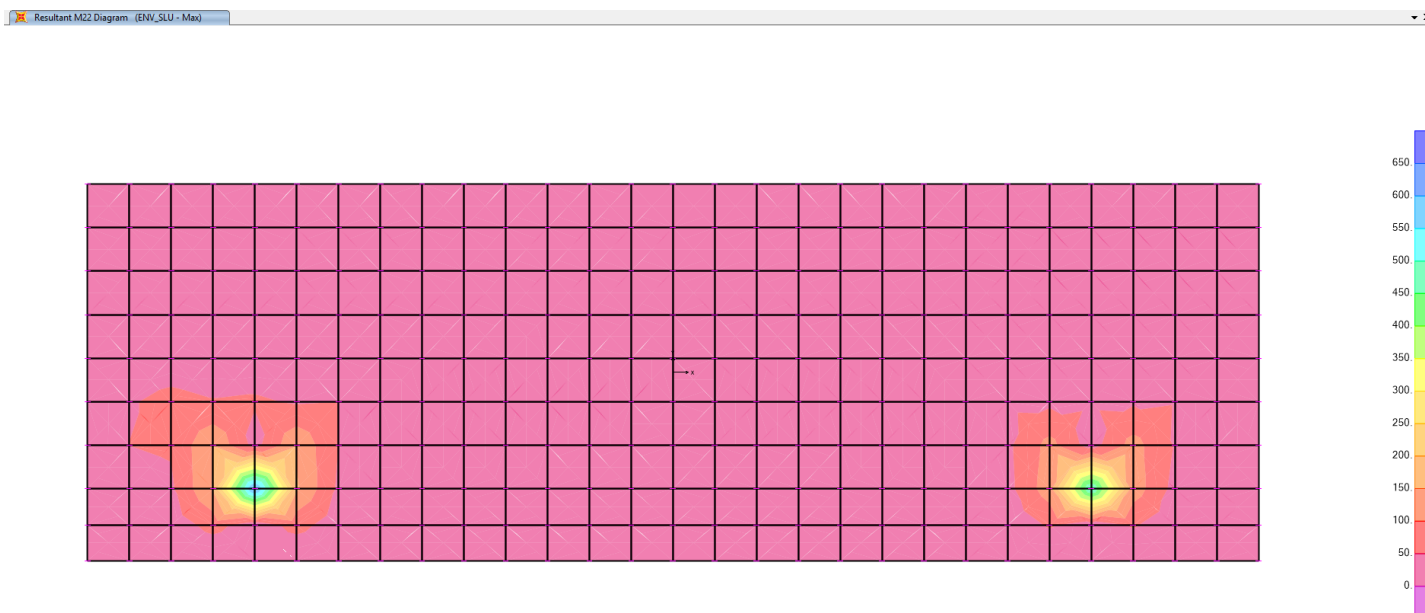


Figura 6 – ENV_SLU Diagramma M22_Max

Resultant V23 Diagram (ENV_SLU - Max)

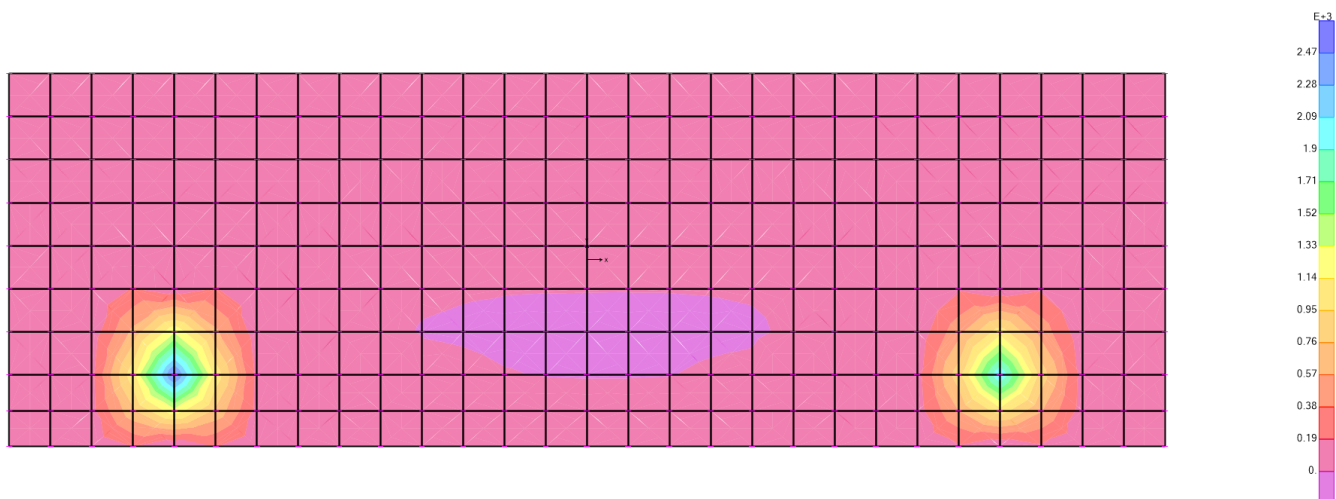


Figura 7 – ENV_SLU Diagramma V23_Max

Resultant M11 Diagram (ENV_SLV - Max)

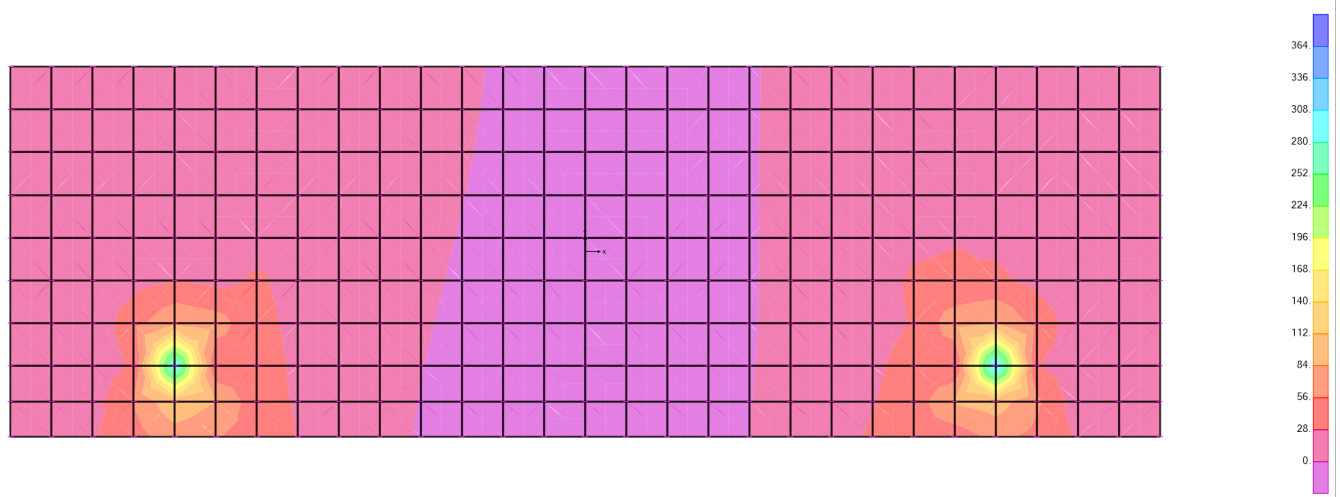


Figura 8 – ENV_SLV Diagramma M11_Max

Resultant M22 Diagram (ENV_SLV - Max)

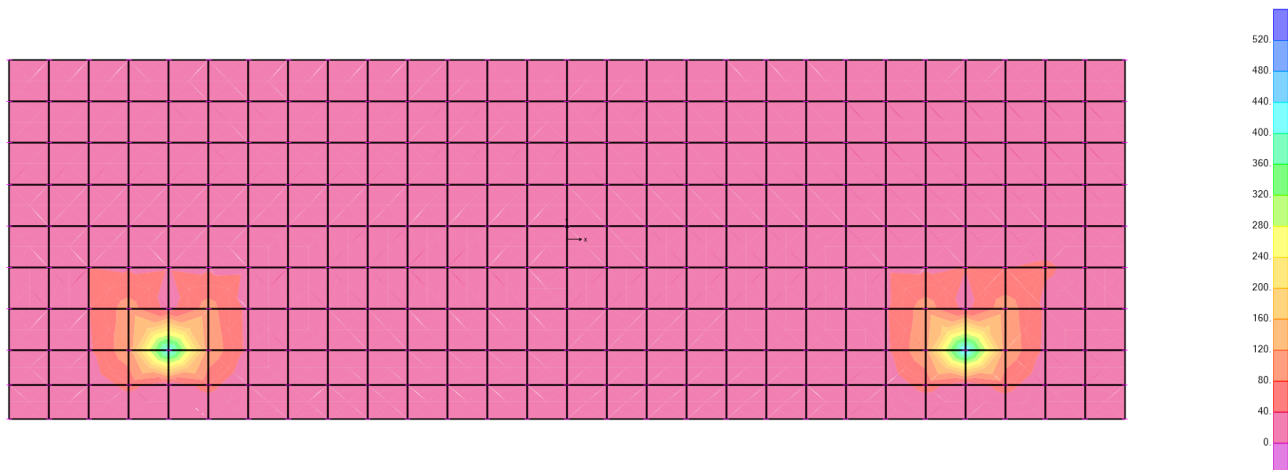


Figura 9 – ENV_SLV Diagramma M22_Max

Resultant V23 Diagram (ENV_SLV - Max)

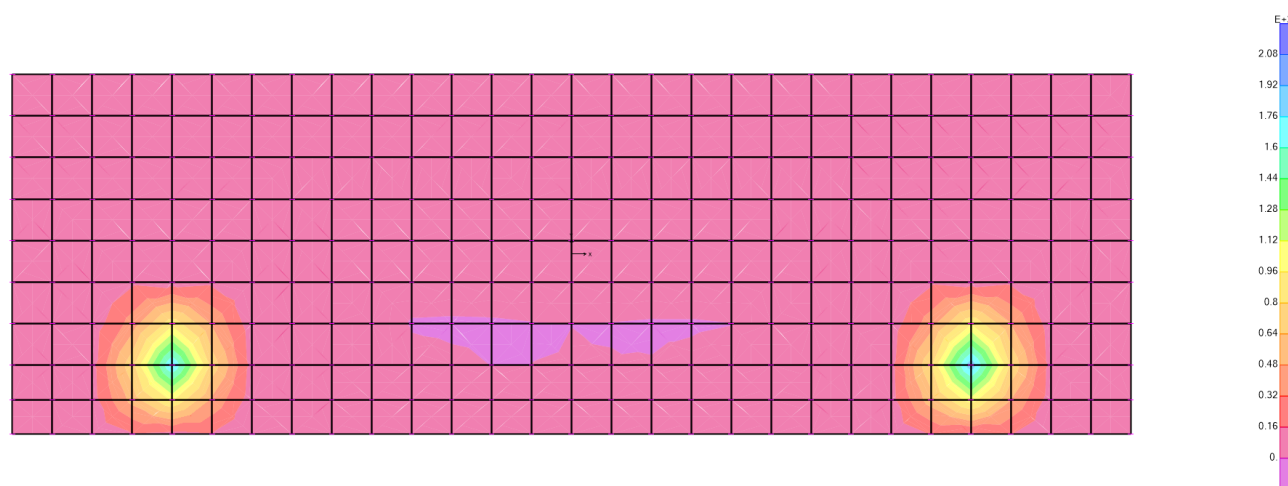


Figura 10 – ENV_SLV Diagramma V23_Max

Resultant M11 Diagram (ENV_SLE_RARE - Max)

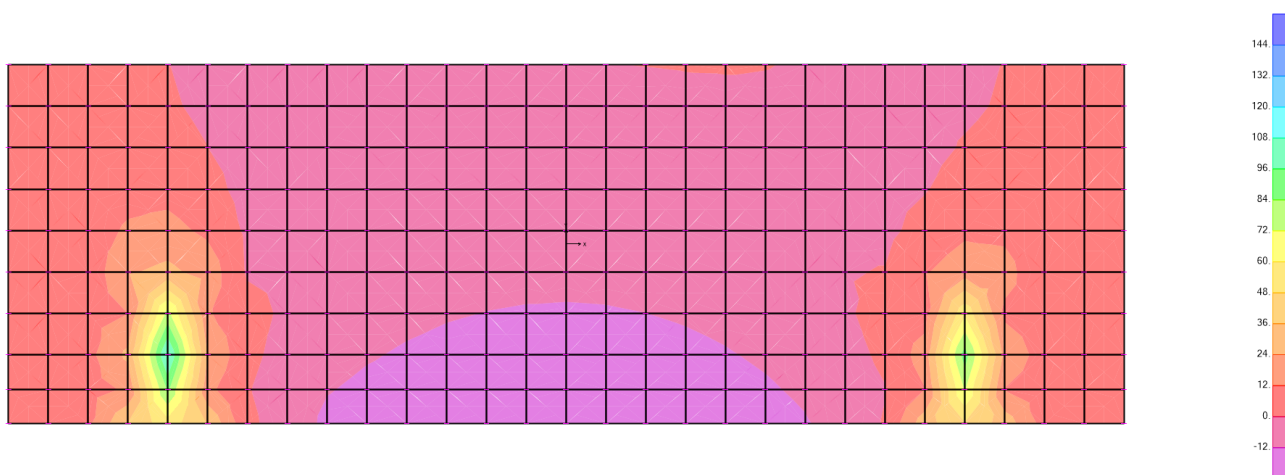


Figura 11 – ENV_SLE_Rare Diagramma M11_Max

Resultant M22 Diagram (ENV_SLE_RARE - Max)

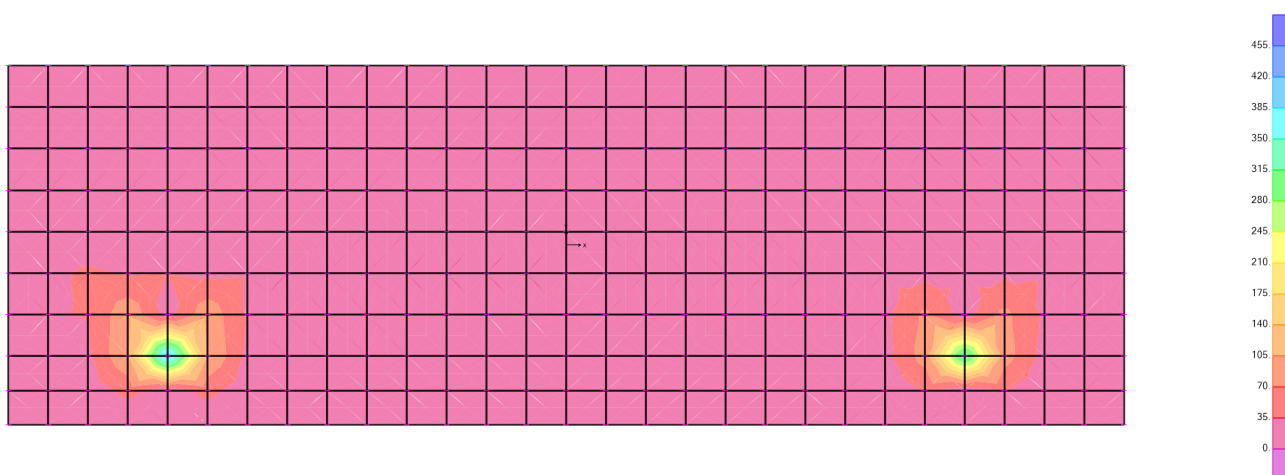
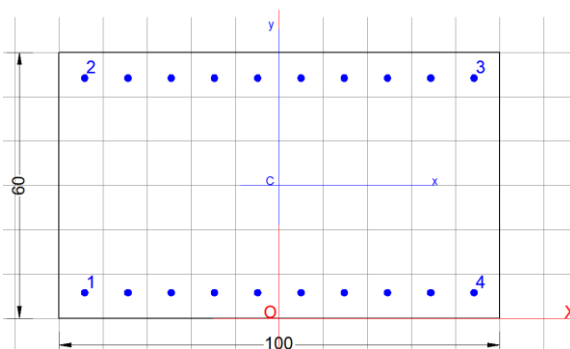


Figura 12 – ENV_SLE_Rare Diagramma M22_Max

10.3.1.1 Sezione appoggio(nodo del pensiline)

- Armatura longitudinale (M11)



GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION

Section Name: Sezione_0.60 M11.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	-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	8	16
2	1	4	8	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
2	0.00	200.00	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	100.00	0.00

CHECKS RESULTS

Min edge cover of longitudinal bars: 6.6 cm
Min distance between longitudinal bars: 7.9 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	398.17	2.844	20.1(8.8)
2	OK	0.00	200.00	0.00	398.17	1.991	20.1(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	-0.00986	-50.0	60.0	-0.00035	42.6	52.6	-0.02383	-42.6	7.4
2	0.00350	-0.00986	-50.0	60.0	-0.00035	42.6	52.6	-0.02383	-42.6	7.4

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	0.000519620	-0.027677200	0.128	0.700
2	0.000000000	0.000519620	-0.027677200	0.128	0.700

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Parameter	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 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	2.51 (18.0)	-50.0	60.0	-104.7 (360.0)	-4.7	7.4	1550	20.1	0.013

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 = $sr \max * (e \text{ sm} - e \text{ cm})$ [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	-0.00062	0	0.500	16.0	0.00031 (0.00031)	434	0.136	203.53	0.00

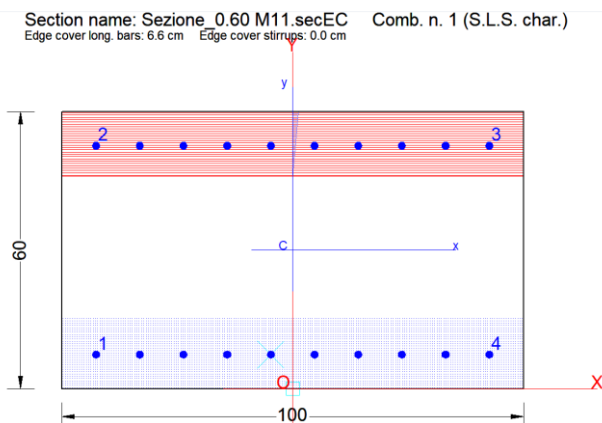


Figura 13: RC-SEC Verifica SLU

Riepilogo delle sollecitazioni massime:

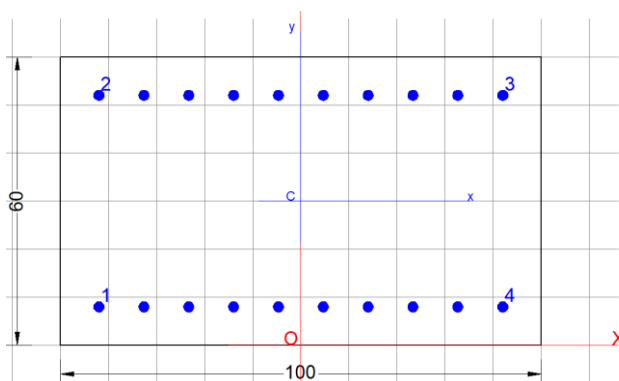
$M_{Ed,max} = 200 \text{ kN.m}$;

Armatura inferiore/superiore adottata - **10Ø16/ per m'**

Momento resistente:

$M_{Rd} = 398.17 \text{ kN/m} > M_{Ed,max}$

- **Armatura trasversale (M22)**



GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION

Section Name: Sezione_0.60 M22.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-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	-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	8	22
2	1	4	8	22

ULTIMATE LIMIT STATE - ASSIGNED DESIGN FORCES FOR EACH COMBINATION

Comb.N.	N d	Mx d	Vy d
1	0.00	500.00	0.00
2	0.00	350.00	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	260.00	0.00

CHECKS RESULTS

Checks OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars:	8.2 cm
Min distance between longitudinal bars:	6.8 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	500.00	0.00	686.25	1.373	38.0(8.5)
2	OK	0.00	350.00	0.00	686.25	1.961	38.0(8.5)

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	-0.00568	-50.0	60.0	0.00018	40.7	50.7	-0.01459	-40.7	9.3
2	0.00350	-0.00568	-50.0	60.0	0.00018	40.7	50.7	-0.01459	-40.7	9.3

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	0.000356824	-0.017909439	0.193	0.700
2	0.000000000	0.000356824	-0.017909439	0.193	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/Ac eff [eq.(7.10) Ec2]

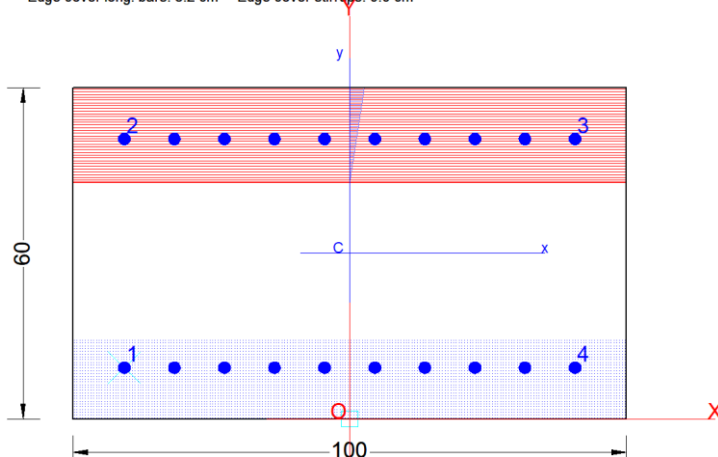
NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	5.27 (18.0)	-50.0	60.0	-154.9 (360.0)	-40.7	9.3	1450	38.0	0.026

SLS CHARACTERISTIC - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

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)]
sr max	Max final crack [mm] spacing
wk	Calculated value [mm] of crack width = $sr \max * (e \text{ sm} - e \text{ cm})$ [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	-0.00099	0	0.500	22.0	0.00046 (0.00046)	421	0.196	220.97	0.00

Section name: Sezione_0.60 M22.secEC Comb. n. 1 (S.L.S. char.)
Edge cover long. bars: 8.2 cm Edge cover stirrups: 0.0 cm



$$M_{Ed,max} = 500 \text{ kN.m};$$

Armatura inferiore/superiore adottata - **10Ø22/ per m`**

Momento resistente:

$$M_{Rd} = 686.25 \text{ kN/m} > M_{Ed,max}$$

- 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
$f_{ck} = 30$	MP	resist. caratteristica	Armadura longitudinale tesa:		
$\gamma_c = 1.50$	a	coeff. sicurezza	$A_{s1} = 10$	Ø 22	= 38.01 cm ²
$\alpha_{cc} = 0.85$		coeff. riduttivo	$A_{s2} = 0$	Ø 0	= 0.00 cm ²
$d = 507$	mm	altezza utile	$A_{s3} = 0$	Ø 0	= 0.00 cm ²
$f_{cd} = 17.00$	MP	resist. di calcolo			38.01 cm ²

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

$$N_{ed} = 0.0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 1400.0 \text{ kN}$$

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

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

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{min} = 0.398$$

$$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02 \quad \rho_1 = 0.007 < 0.02$$

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

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

$$V_{Rd} = 279.6 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 201.9 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 279.6 \text{ kN} \quad \text{valore di calcolo}$$

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

• Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

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

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

Armadura a taglio:

$$A_{sw}/s = \text{staffe } \emptyset 16 \text{ mm con n}^\circ \text{ bracci (trasv)} \quad 4 \quad \text{passo } 10 \text{ cm} = 0.804 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

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

$$V_{Rsd} = 1436.1 \text{ kN}$$

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

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

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

$$V_{Rcd} = 1939.4 \text{ kN}$$

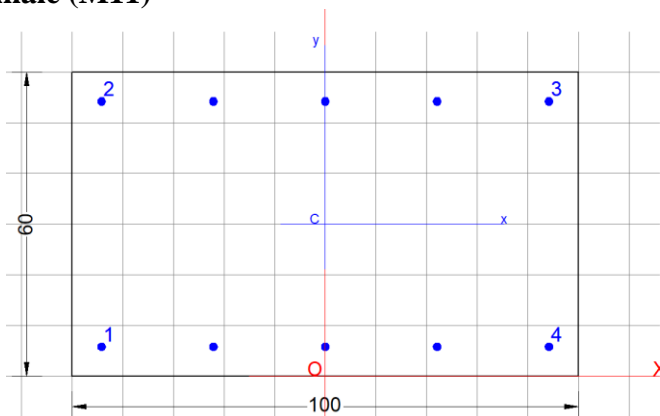
$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) \quad V_{Rd} = 1436.1 > 0 \text{ kN} \quad \text{c.s.} = 1.0$$

la sezione armata a taglio risulta verificata.

Nota: Staffe a taglio da prevedere solo in corrispondenza di piastre di base pilastri.

10.3.1.2 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 fcd:	17.0 MPa
	Shear reduced compressive strenght 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	-44.2	5.8	16
2	-44.2	54.2	16
3	44.2	54.2	16
4	44.2	5.8	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	3	16
2	1	4	3	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	-60.00	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	-40.00	0.00

CHECKS RESULTS

Min edge cover of longitudinal bars:	5.0 cm
Min distance between longitudinal bars:	20.5 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	-60.00	0.00	-214.54	3.576	20.1(9.1)

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	-0.01681	-50.0	0.0	-0.00108	-44.2	5.8	-0.03931	44.2	54.2

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	-0.000789877	0.003500000	0.082	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]

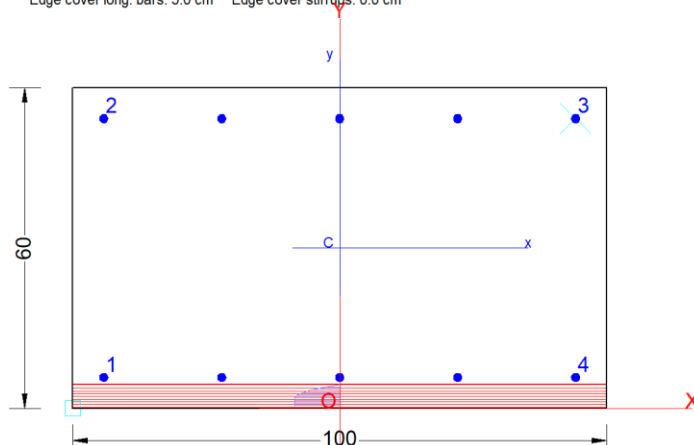
NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	1.31 (18.0)	0.0	0.0	-79.0 (360.0)	22.1	54.2	1354	10.1	0.007

SLS CHARACTERISTIC - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Section is assumed always cracked even if flexural tensile stress does not exceeds fctm
 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 Smax / Es
 sr max Max final crack [mm] spacing
 wk Calculated value [mm] of crack width = sr max*(e sm - e cm) [eq.(7.8)]. Limit value of wk is shown between brackets
 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	-0.00045	0	0.500	16.0	0.00024 (0.00024)	536	0.127	-190.84	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



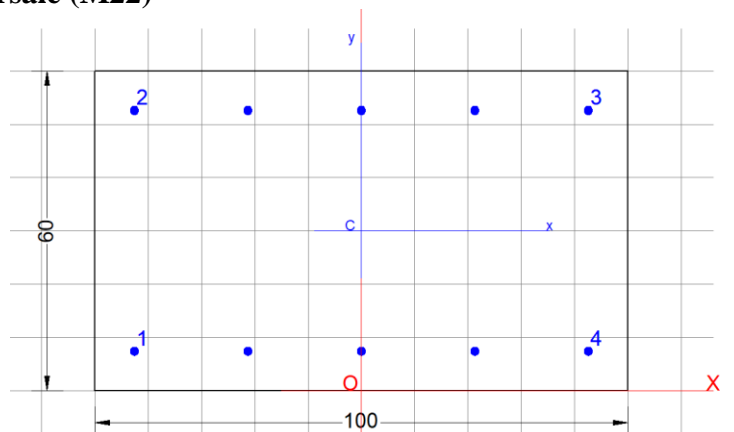
$$M_{Ed,max} = -60.00 \text{ kN.m;}$$

Armatura inferiore/superiore adottata - **5Ø16/ per m`**

Momento resistente:

$$M_{Rd} = -214.54 \text{ kN/m} > M_{Ed,max}$$

- 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 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 strenght 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	-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	3	16
2	1	4	3	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	60.00	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 40.00 0.00

CHECKS RESULTS

Min edge cover of longitudinal bars: 6.6 cm
Min distance between longitudinal bars: 19.7 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	60.00	0.00	214.91	3.582	20.1(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	-0.01406	-50.0	60.0	-0.00155	42.6	52.6	-0.03242	-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	0.000682946	-0.037476783	0.097	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]

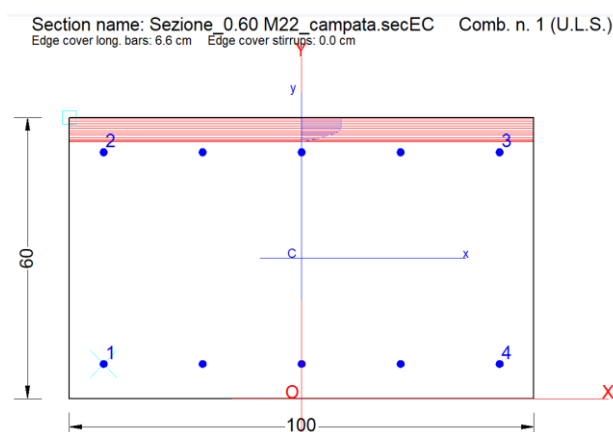
NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	1.40 (18.0)	-50.0	60.0	-81.7 (360.0)	-21.3	7.4	1549	10.1	0.006

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	-0.00048	0	0.500	16.0	0.00025 (0.00025)	644	0.158	188.66	0.00



$$M_{Ed,max} = 60.00 \text{ kN.m};$$

Armatura inferiore/superiore adottata - **5Ø16/ per m`**

Momento resistente:

$$M_{Rd} = 214.91 \text{ kN/m} > M_{Ed,max}$$

10.3.2 Soletta di fondazione F2

Resultant M11 Diagram (ENV_SLU - Max)

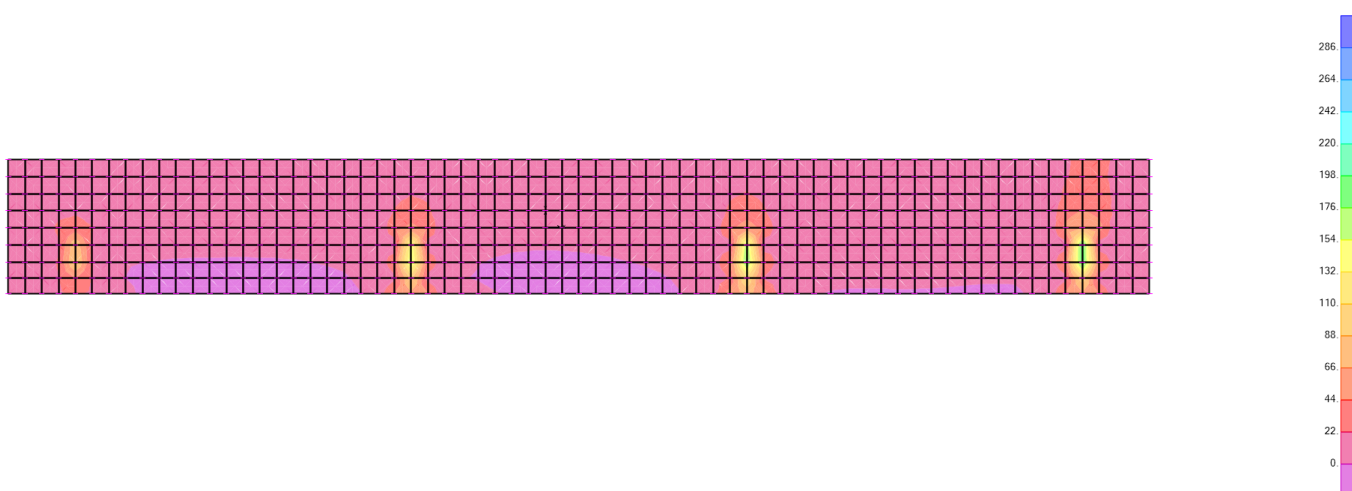


Figura 14 – ENV_SLU_Diagramma M11_Max

Resultant M22 Diagram (ENV_SLU - Max)

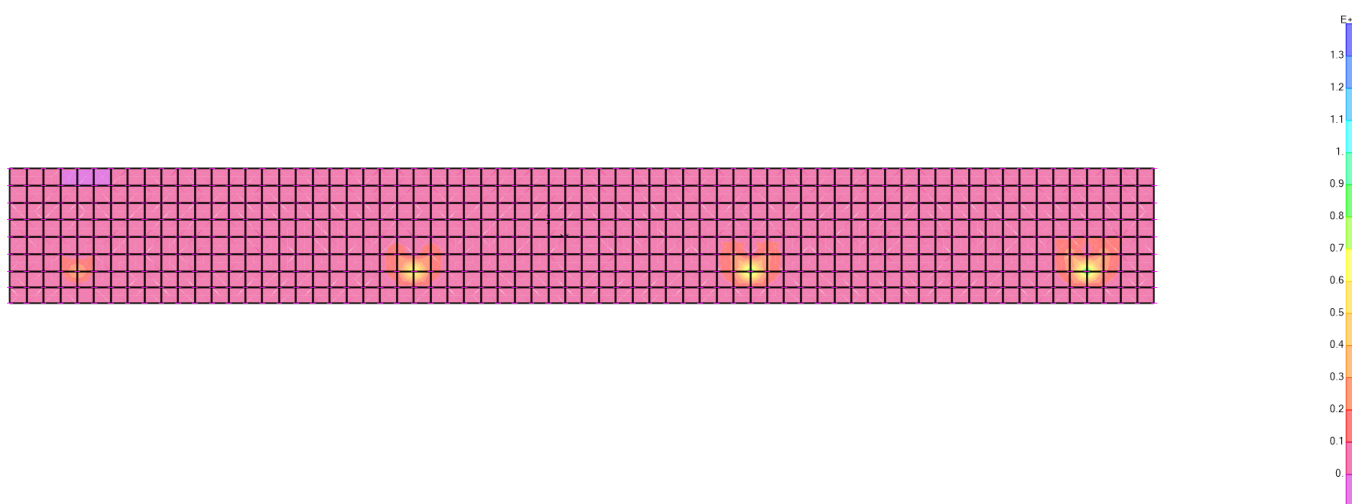


Figura 15 – ENV_SLU Diagramma M22_Max

Resultant V23 Diagram (ENV_SLU - Max)

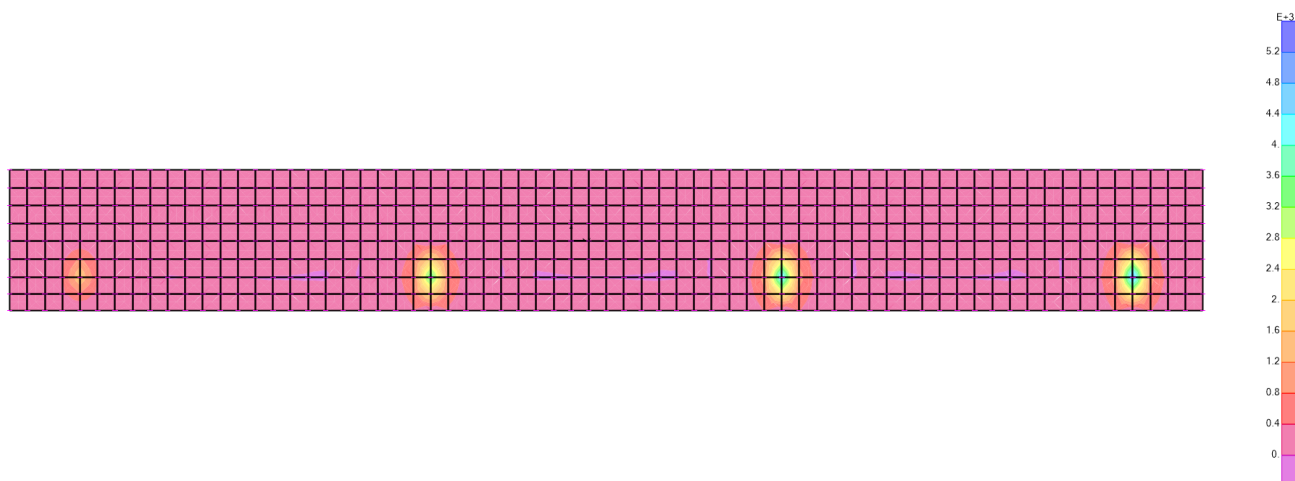


Figura 16 – ENV_SLU Diagramma V23_Max

Resultant M11 Diagram (ENV_SLU - Max)

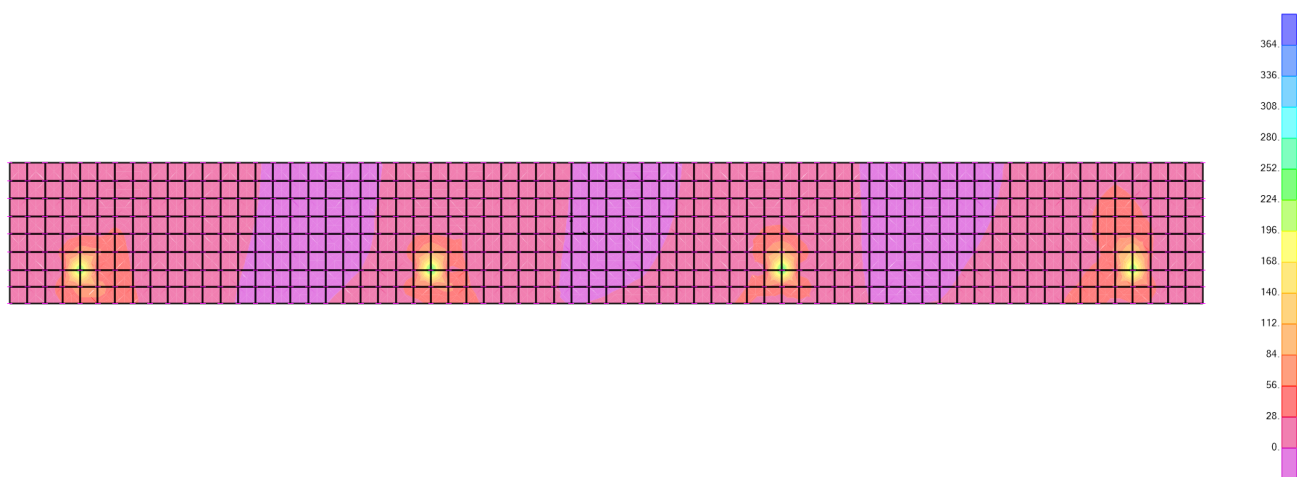


Figura 17 – ENV_SLU Diagramma M11_Max

Resultant M22 Diagram (ENV_SLV - Max)

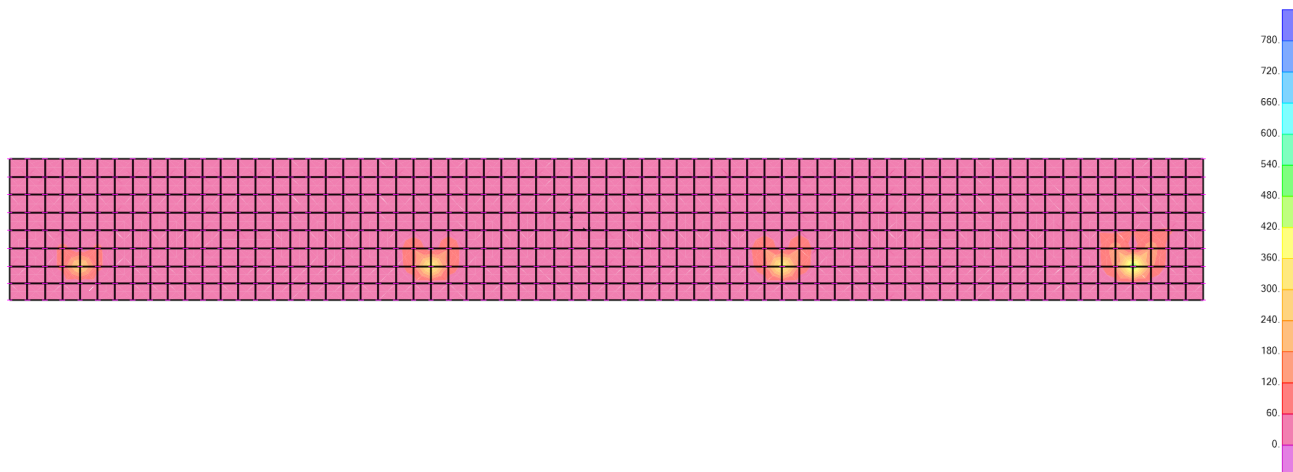


Figura 18 – ENV_SLV Diagramma M22_Max

Resultant V23 Diagram (ENV_SLV - Max)

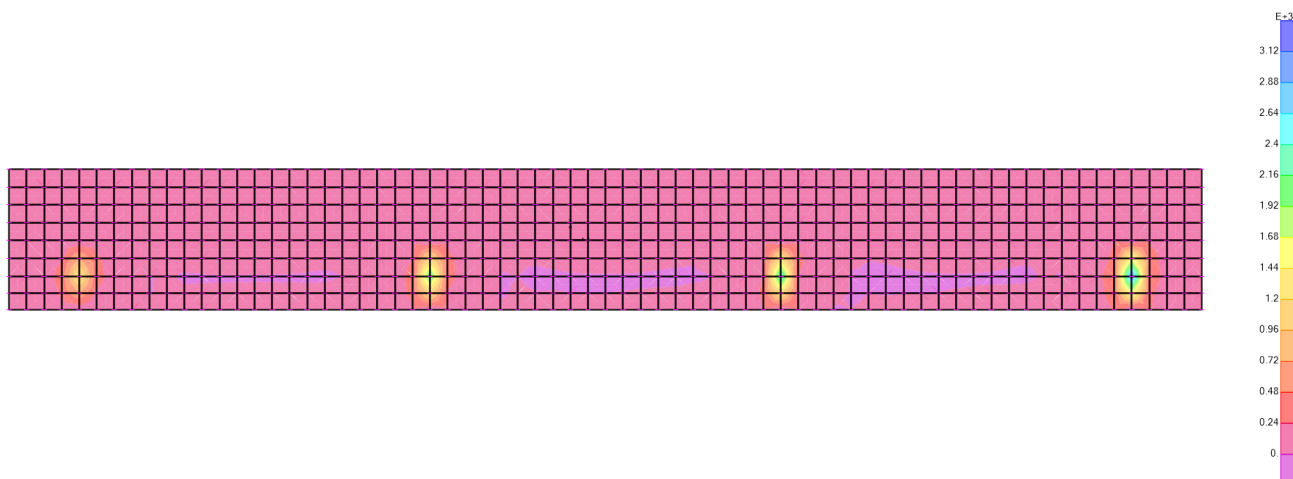


Figura 19 – ENV_SLV Diagramma V23_Max

Resultant M11 Diagram (ENV_SLE_RARE - Max)

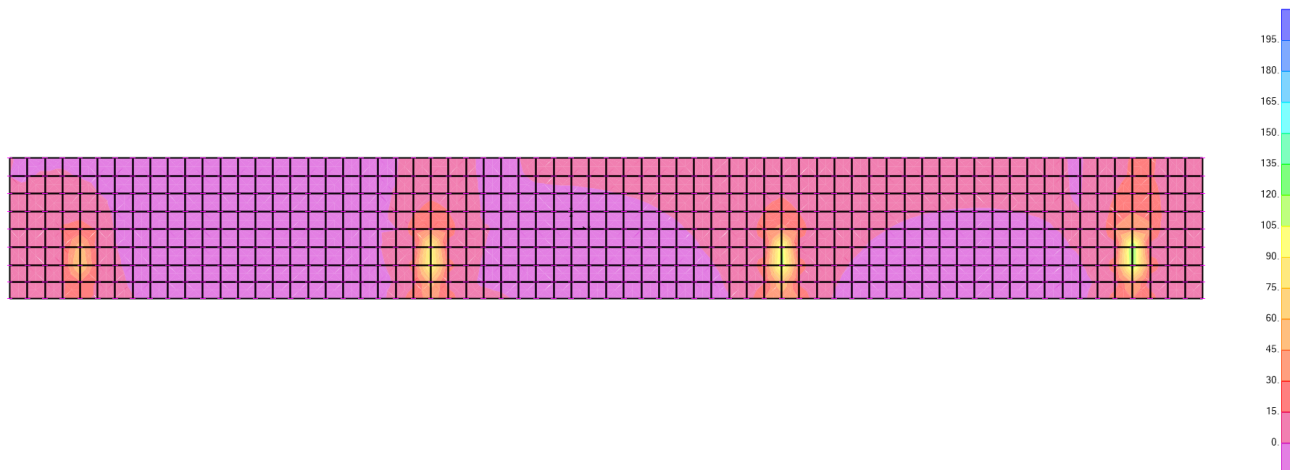


Figura 20 – ENV_SLE_Rare Diagramma M11_Max

Resultant M22 Diagram (ENV_SLE_RARE - Max)

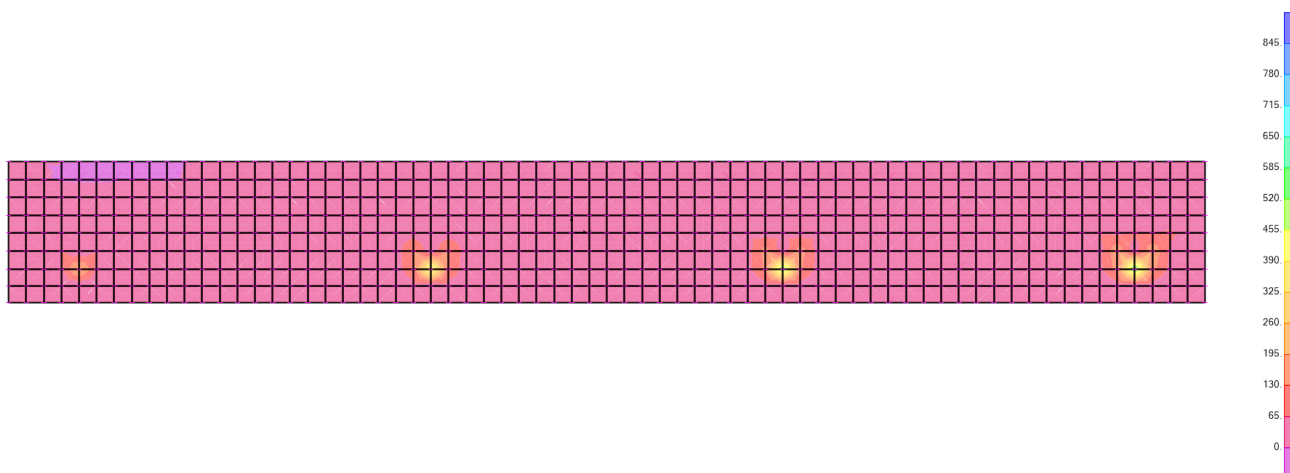
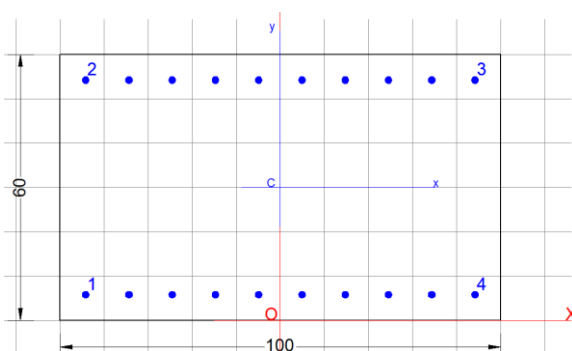


Figura 21 – ENV_SLE_Rare Diagramma M22_Max

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.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 strenght $v_1 \cdot f_{cd}$:	8.5 MPa (6.9)EC2
	Strain at max strength ec2:	0.0020
	Ultimate strain ecu:	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-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	-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	8	16
2	1	4	8	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	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	120.00	0.00

CHECKS RESULTS

Min edge cover of longitudinal bars: 6.6 cm

Min distance between longitudinal bars: 7.9 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	250.00	0.00	398.17	1.593	20.1(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	-0.00986	-50.0	60.0	-0.00035	-42.6	52.6	-0.02383	-42.6	7.4

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	0.000519620	-0.027677200	0.128	0.700

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Parameter	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 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	3.02 (18.0)	-50.0	60.0	-125.7 (360.0)	-23.7	7.4	1550	20.1	0.013

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}
	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
\emptyset	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) = $0.6 S_{max} / E_s$
sr max	Max final crack [mm] spacing
wk	Calculated value [mm] of crack width = $sr \cdot \max(e \text{ sm} - e \text{ cm})$ [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	\emptyset	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00075	0	0.500	16.0	0.00038 (0.00038)	434	0.164	203.53	0.00
1	OK	-0.00105	0		0.500	16 5.6 0.007	0.000549 (0.00055)	587	0.322	416.41

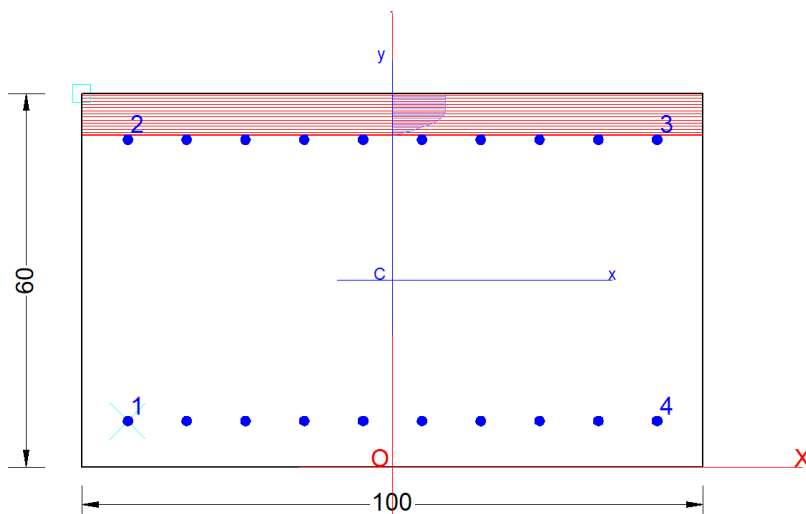


Figura 22: RC-SEC Verifica SLU

La platea risulta verificata in quanto il momento agente, risultante dalle combinazioni di calcolo SLV e SLU è in ogni sezione inferiore al momento resistente.

Riepilogo delle sollecitazioni massime:

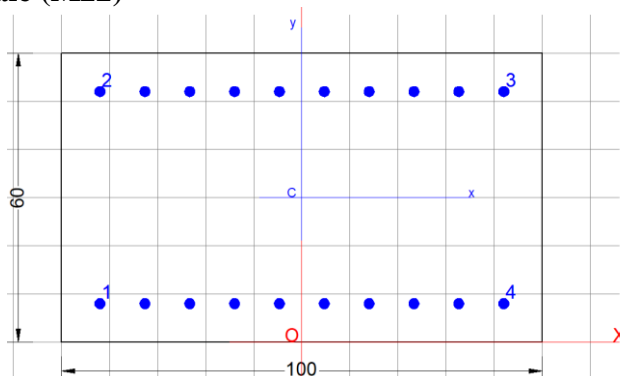
$$M_{Ed,max} = 250 \text{ kN.m};$$

Armatura inferiore/superiore adottata - **10 \emptyset 16/ per m'**

Momento resistente:

$$M_{Rd} = 398.17 \text{ kN/m} > M_{Ed,max}$$

- **Armatura trasversale (M22)**



GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION

Section Name: Sezione_0.60 M22.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 f_{cd} :	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	-40.6	9.4	22
2	-40.6	50.6	22
3	40.6	50.6	22
4	40.6	9.4	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	8	22
2	1	4	8	22

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	650.00	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	250.00	0.00

CHECKS RESULTS

Checks OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars:	8.3 cm
Min distance between longitudinal bars:	6.8 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 [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	650.00	0.00	684.74	1.053	38.0(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	-0.00561	-50.0	60.0	0.00017	-40.6	50.6	-0.01443	-40.6	9.4

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	0.000354402	-0.017764150	0.195	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]

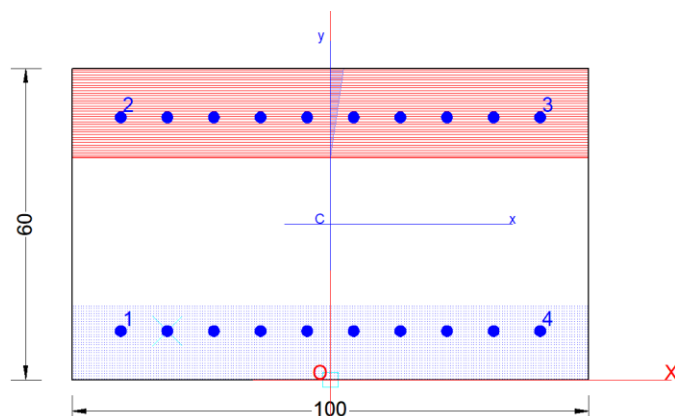
NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	5.10 (18.0)	-50.0	60.0	-149.3 (360.0)	-31.6	9.4	1450	38.0	0.026

SLS CHARACTERISTIC - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Section is assumed always cracked even if flexural tensile stress does not exceeds fctm

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)]
	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 = $sr \cdot max \cdot (e \cdot sm - e \cdot cm)$ [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	-0.00096	0	0.500	22.0	0.00045 (0.00045)	425	0.190	220.51	0.00



$M_{Ed,max} = 650 \text{ kN.m}$;

Momento resistente:

Armatura inferiore/superiore - **10Ø22/ per m`**

$M_{Rd} = 684.74 \text{ kN/m} > M_{Ed,max}$

- 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
$c = 94$	mm	copriferro	$f_{yd} = 391$		
	MP		$f_{yd} = 3$	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 30$	a	resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:		
$\gamma_c = 1.50$		coeff. sicurezza	$A_{s1,1} = 10$	Ø	22 = 38.01 cm ²
$\alpha_{cc} = 0.85$		coeff. riduttivo	$A_{s1,2} = 0$	Ø	0 = 0.00 cm ²
$d = 506$	mm	altezza utile	$A_{s1,3} = 0$	Ø	0 = 0.00 cm ²

$f_{cd} = 17.00$ MP a resist. di calcolo 38.01 cm²

• Sollecitazioni (compressione<0, trazione>0, taglio in valore assoluto)
 $N_{ed} = 0.0$ kN $V_{ed} = 1920.0$ kN

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio
 $k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2$ $k = 1.629$ < 2
 $v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{-1/2}$ $v_{min} = 0.398$
 $\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02$ $\rho_1 = 0.008$ < 0.02
 $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd}$ $\sigma_{cp} = 0.00$ MPa < 0.2 fcd

$V_{Rd} = (0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / g_c + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$
(con $(v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 201.6$ kN)

$V_{Rd} = 279.3$ kN;
 $V_{Rd} = 279.3$ 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 Ø **16** mm con n° bracci (trasv) **5** passo **8** cm = 1.257 cm²/cm
 $V_{Rsd} = 0.90 \times d \times (A_{sw}/s) \times f_{yd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) \times \text{sen} \alpha$ $V_{Rsd} = 2239.5$ kN

$f_{cd} = 8.50$ MP a resist. di calcolo ridotta
 $\alpha_c = 1.000$ coeff. maggiorativo

$V_{Rcd} = 0.90 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \alpha)$ $V_{Rcd} = 1935.5$ kN

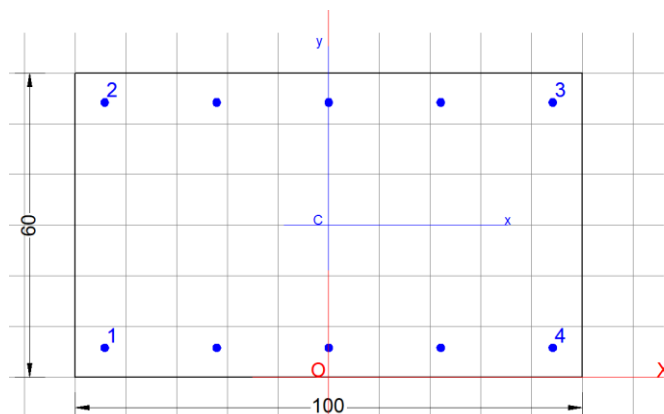
$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd})$ $V_{Rd} = 1920.0$ kN $c.s. = 1.0$

$V_{Rd} = 1935.5 > 0$ kN c.s. = 1.0
 la sezione armata a taglio risulta verificata.

Nota: Staffe a taglio da prevedere solo in corrispondenza di piastre di base pilastri.

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 $v_1 \cdot f_{cd}$:	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
	E_s/E_c 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 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	-44.2	5.8	16
2	-44.2	54.2	16
3	44.2	54.2	16
4	44.2	5.8	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	3	16
2	1	4	3	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	110.00	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	60.00	0.00

CHECKS RESULTS

Min edge cover of longitudinal bars: 5.0 cm
Min distance between longitudinal bars: 20.5 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	110.00	0.00	214.54	1.950	20.1(9.1)

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	-0.01681	-50.0	60.0	-0.00108	44.2	54.2	-0.03931	-44.2	5.8

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	0.000789877	-0.043892602	0.082	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-coordinate, 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-coordinate, 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]

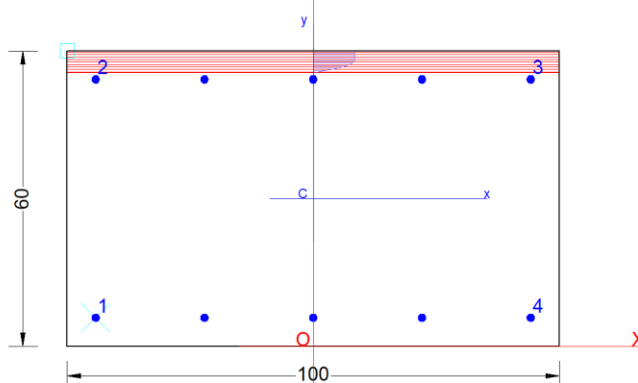
NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	1.96 (18.0)	-50.0	60.0	-118.5 (360.0)	-22.1	5.8	1354	10.1	0.007

SLS CHARACTERISTIC - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

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)] 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 = $sr \cdot max \cdot (e \cdot sm - e \cdot cm)$ [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	-0.00067	0	0.500	16.0	0.00036 (0.00036)	536	0.191	190.84	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



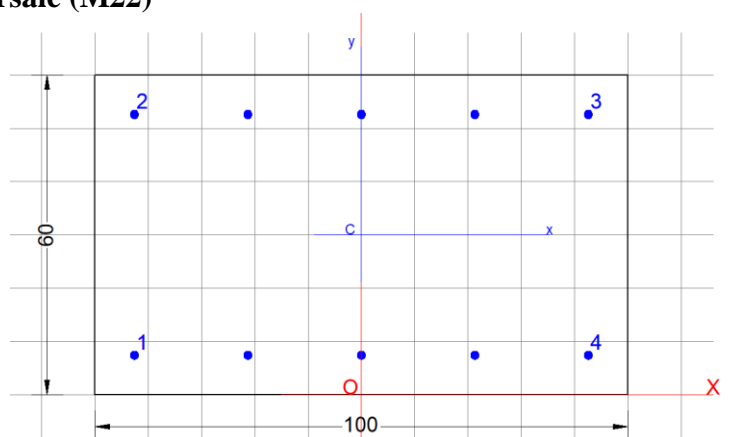
$$M_{Ed,max} = 110.00 \text{ kN.m;}$$

Armatura inferiore/superiore adottata - **5Ø16/ per m`**

Momento resistente:

$$M_{Rd} = 214.54 \text{ kN/m} > M_{Ed,max}$$

- 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 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 strenght 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	-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	3	16
2	1	4	3	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	170.00	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: 19.7 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	170.00	0.00	214.91	1.264	20.1(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	-0.01406	-50.0	60.0	-0.00155	42.6	52.6	-0.03242	-42.6	7.4

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	0.000682946	-0.037476783	0.097	0.700

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Parameter	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 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/Ac eff [eq.(7.10) Ec2]

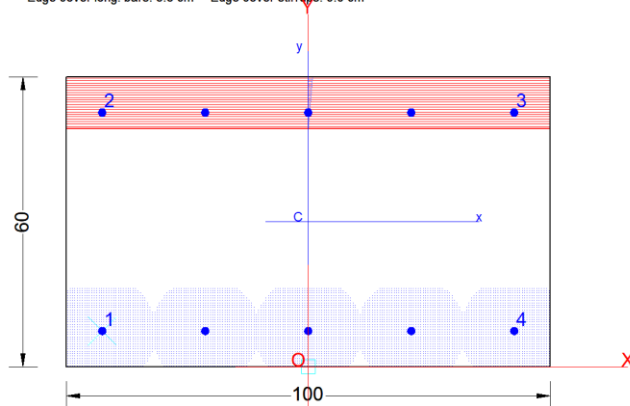
NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	1.75 (18.0)	-50.0	60.0	-102.1 (360.0)	-42.6	7.4	1549	10.1	0.006

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	-0.00060	0	0.500	16.0	0.00031 (0.00031)	644	0.197	188.66	0.00

Section name: Sezione_0.60 M22_campata.secEC Comb. n. 1 (S.L.S. char.)
Edge cover long. bars: 6.6 cm Edge cover stirrups: 0.0 cm



$$M_{Ed,max} = 170.00 \text{ kN.m};$$

Armatura inferiore/superiore adottata - **5Ø16/ per m`**

Momento resistente:

$$M_{Rd} = 214.54 \text{ kN/m} > M_{Ed,max}$$

10.4 Verifica dei cedimenti

10.4.1 Soletta 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:

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

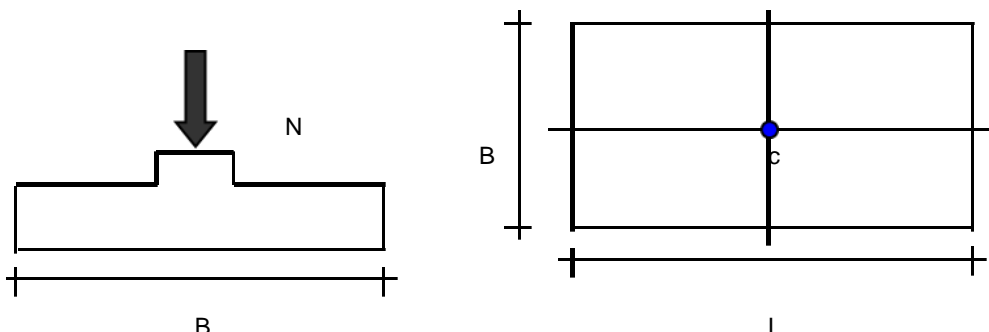
Si riportano le azioni massime di progetto nelle combinazioni SLE, come previsto al 6.4.2.2 dell'NTC18, riferite rispetto al baricentro della fondazione.

Le sollecitazioni 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_1	LinStatic	-2.8	-30.17	792.17	28.8613	92.26	-15.231

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 =	2.25	(m)	(Larghezza della Fondazione)
L =	7.00	(m)	(Lunghezza della Fondazione)
N =	793	(kN)	(Carico Verticale Agente)
q =	50.35	(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	1.50	0.0	1.5	1.0	10000	0.30	0.27
2	WRa1	1.70	1.5	3.2	1.0	12500	0.30	0.37
-			0.0	0.0	1.0			-
-			0.0	0.0	1.0			-
-			0.0	0.0	1.0			-
-			0.0	0.0	1.0			-

$$\delta_{ctot} = 0.63 \text{ (cm)}$$

Il cedimento totale di 0.63 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 F2, 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:

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

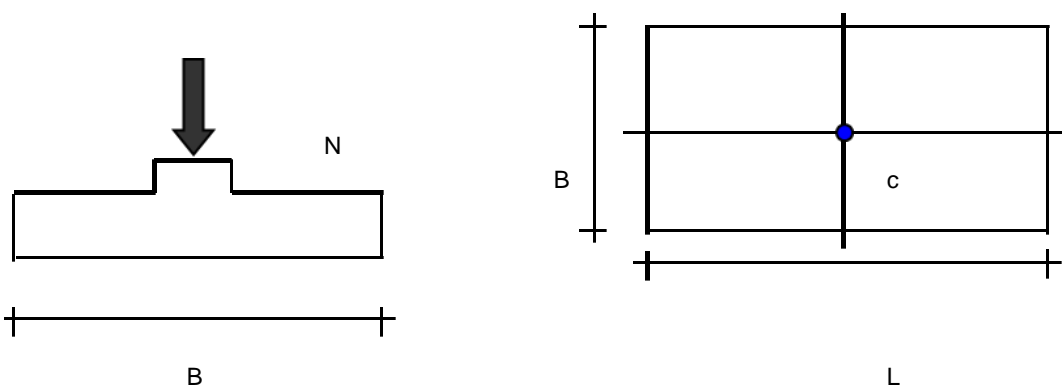
Si riportano le azioni massime di progetto nelle combinazioni SLE, come previsto al 6.4.2.2 dell'NTC18, riferite rispetto al baricentro della fondazione.

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

TABLE: Base Reactions							
OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
SLE_Rare_1	LinStatic	-0.390	-48.870	1528.12	534.473	-725.58	-125.565

CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE RETTANGOLARE

LAVORO:



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

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

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

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

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

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

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

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

DATI DI INPUT:

B =	2.25	(m)	(Larghezza della Fondazione)
L =	17.00	(m)	(Lunghezza della Fondazione)
N =	1529	(kN)	(Carico Verticale Agente)
q =	39.97	(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	1.50	0.0	1.5	1.0	10000	0.3 0	0.21
2	WRa1	1.70	1.5	3.2	1.0	12500	0.3 0	0.29
-			0.0	0.0	1.0			-
-			0.0	0.0	1.0			-
-			0.0	0.0	1.0			-
-			0.0	0.0	1.0			-

$$\delta_{ctot} = 0.5 \text{ (cm)}$$

Il cedimento totale di 0.50 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

NOTA: Le incidenze sono state calcolate per un metro quadrato della platea di fondazione sia in corrispondenza dei pilastri della struttura in elevazione (dove si prevede un rinforzo, per coprire le sollecitazioni di progetto), sia in campata. Una valutazione media dell'incidenza al m² è stata effettuata, considerando una lunghezza di sviluppo di 1.0m della zona di rinforzo a cui corrispondono 2m di sviluppo in campata.

10.5.1 Soletta di Fondazione F1

10.5.1.1 Sezione appoggio (nodo del pensiline)

Soletta di Fondazione F1 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 fondazione F1 0.60 x 1.00

	φ	A	n° barre	peso
	mm	m ²	-	kg/m
Armatura superiore (lato lungo)	16	0.000201	10	15.783
Armatura inferiore (lato lungo)	16	0.000201	10	15.783
Armatura superiore (lato corto)	22	0.00038	10	59.681
Armatura inferiore (lato corto)	22	0.00038	10	29.840
Armatura trasversale	16	0.000201	10	32.829
Incidenza Platea		315.01 kg/m³		

10.5.1.2 Sezione in campata

Soletta di Fondazione F1 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	5	7.892
		0.00020		
Armatura inferiore (lato lungo)	16	1	5	7.892
		0.00020		
Armatura superiore (lato corto)	16	1	5	15.783
		0.00020		
Armatura inferiore (lato corto)	16	1	5	7.892
Armatura trasversale	0	0	0	0.000
Incidenza Platea	95.63	kg/m³		

Incidenza media: $1/3 \times 320 + 2/3 \times 100 = 175 \text{ kg/m}^3$

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 mm	A m ²	n° barre -	peso kg/m
		0.00020		
Armatura superiore (lato lungo)	16	1	10	15.783
		0.00020		
Armatura inferiore (lato lungo)	16	1	10	15.783
Armatura superiore (lato corto)	22	0.00038	10	59.681
Armatura inferiore (lato corto)	22	0.00038	10	29.840
		0.00020		
Armatura trasversale	16	1	13	53.348
Incidenza Platea	354.34	kg/m³		

10.5.2.2 Sezione in campata

Soletta di Fondazione F2 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 mm	A m ²	n° barre -	peso kg/m
-----------------	---------------------	---------------	--------------

		0.00020			
Armatura superiore (lato lungo)	16	1	5	7.892	
		0.00020			
Armatura inferiore (lato lungo)	16	1	5	7.892	
		0.00020			
Armatura superiore (lato corto)	16	1	5	15.783	
		0.00020			
Armatura inferiore (lato corto)	16	1	5	7.892	
Armatura trasversale	0	0	0	0.000	
Incidenza Platea	95.63	kg/m³			

Incidenza media: $1/3 \times 355 + 2/3 \times 100 = 185 \text{ kg/m}^3$