

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP: J84H17000930009

U.O. ARCHITETTURA STAZIONI E TERRITORIO

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO LINEA CODOGNO-CREMONA-MANTOVA TRATTA PIADENA-MANTOVA

FV11 - FERMATA DI PIADENA

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 1 B 0 0 1 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	F. Serrau 	Aprile 2020 2020	A. Malcangi 	Aprile 2020	M. Beringeri 	Aprile 2020	A. Perego 11/04/2020

File: NM2503D26CLFV11B0011A

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	17
7	DESCRIZIONE DELL'OPERA	18
7.1	GENERALITÀ	18
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	23
9	SOLLECITAZIONI DI PROGETTO	26

9.1	RISULTATI	26
9.1.1	<i>Plinto di Fondazione F1</i>	26
9.1.2	<i>Soletta di Fondazione F2</i>	28
10	VERIFICHE	31
10.1	VERIFICA AL CARICO LIMITE	31
10.1.1	<i>Plinto di Fondazione F1</i>	34
10.1.2	<i>Soletta di Fondazione F2</i>	43
10.2	VERIFICA A RIBALTAMENTO	52
10.2.1	<i>Plinto di fondazione F1</i>	52
10.2.2	<i>Soletta di fondazione F2</i>	53
10.3	VERIFICA A FLESSIONE E TAGLIO	56
10.3.1	<i>Plinto di fondazione F1</i>	59
10.3.2	<i>Soletta di fondazione F2</i>	66
10.4	VERIFICA DEI CEDIMENTI	87
10.4.1	<i>Plinto di fondazione F1</i>	87
10.4.2	<i>Soletta di fondazione F2</i>	89
10.5	INCIDENZA ARMATURE	91
10.5.1	<i>Plinto di Fondazione F1</i>	91
10.5.2	<i>Soletta di Fondazione F2</i>	92

1 PREMESSA

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

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 "Piadena".

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

- Plinto singolo in cls armato tipologico di dimensioni 2.4x2.0x0.6m, con piano di posa -1.5m dal P.B.
- Platea di fondazione in cls armato di dimensioni 3.65-4.0x2.5x0.6m circa, situato in corrispondenza della struttura del sottopasso della banchina ferroviaria, con piano di posa pari a -1.3m dal P.B.

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 "Piadena", situata sulla progressiva PK 55+286.

	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 CLFV1100001	REV. A	FOGLIO 5 di 93

3 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

3.1 Normativa di Riferimento

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

- *Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;*
- *Regolamento (UE) N. 1300/2014/UE Specifiche Tecniche di Interoperabilità per l'accessibilità del sistema ferroviario dell'Unione europea per le persone con disabilità e le persone a mobilità ridotta del 18/11/2014, modificato con il Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/772 della Commissione del 16 maggio 2019;*
- *Regolamento (UE) N° 1303/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alla specifica tecnica di interoperabilità concernente la “sicurezza nelle gallerie ferroviarie” del sistema ferroviario dell'Unione europea, rettificato dal Regolamento (UE) 2016/912 del 9 giugno 2016 e modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019*
- *Regolamento UE N. 1301/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «Energia» del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di Esecuzione (UE) 2018/868 del 13 giugno 2018 e dal successivo Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019*
- *Regolamento (UE) N. 2016/919 della Commissione del 27 maggio 2016 relativo alla specifica tecnica di interoperabilità per i sottosistemi "controllo-comando e segnalamento" del sistema ferroviario nell'Unione europea modificata con la Rettifica del 15 giugno 2016 e dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;*
- *REGOLAMENTO DI ESECUZIONE (UE) 2019/772 DELLA COMMISSIONE del 16 maggio 2019 che modifica il regolamento (UE) n. 1300/2014 per quanto riguarda l'inventario delle attività al fine di individuare le barriere all'accessibilità, fornire informazioni agli utenti e monitorare e valutare i progressi compiuti in materia di accessibilità.*

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

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	$f_{yd} = f_{yk}/1.15 = 391.3\text{ Mpa}$
Modulo elastico	$E_s = 210\text{ GPa}$

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 55+286. 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 13.1: Indagini geognostiche di riferimento

ID	Tipo di indagine	Campagna d'indagine	Quota	Profondità	SPT	Lefranc	Foro attrezzato	Campioni indisturbati ⁽³⁾	Campioni rimaneggiati ⁽³⁾
(sigla)	(Tipo)	(Riferimento)	(m slmm)	(m)	(n.prove)	(n.prove)	C=Casagrande ⁽¹⁾ TA=Tubo Aperto ⁽²⁾ Down Hole	(#)	(#)
L3-S35	Sondaggio	ITAFERR 2019	32.74	30	7	2	TA (3.8m÷15.0m)	2	7
MASW_7	MASW	ITAFERR 2018	32.70	30	-	-	-	-	-

⁽¹⁾ Tra parentesi la profondità della cella Casagrande

⁽²⁾ Tra parentesi il tratto finestrato

⁽³⁾ Disponibili per la sola campagna di indagine ITAFERR 2019

Tabella 13.2: Stratigrafia di riferimento

Quota di riferimento pc ≈ 32.7 m slmm			
UNITA' GEOTECNICA	DA	A	SPESSORE
(-)	(m pc)	(m pc)	(m)
WRs1	0.0	1.6	1.6
WRa1	1.6	8.0	6.4
WRa2	8.0	13.0	5.0
Rs1	13.0	15.0	2.0
RMa	15.0	30.0	15.0

La falda di progetto è a 3.5 m da pc

Tabella 13.3: Valori dei parametri geotecnici caratteristici

Parametro:	WRs1	WRa1	WRa2	Rs1	RMa
γ (kN/m ³)	19.0	19.0	19.0	19.0	19.0
ϕ' (°)	34	27	25	33	25
c' (kPa)	0	0	0	0	0
C_u (kPa)	-	80	50	-	60 fino a 24 m da pc 100 oltre 24 m da pc
G_0 (MPa)	40.0	60.0 fino a 4 m da pc 70.0 oltre 4 m da pc	50.0	80.0	70.0 fino a 24 m da pc 90.0 oltre 24 m da pc
E_0 (MPa)	100.0	150.0 fino a 4 m da pc 175.0 oltre 4 m da pc	125.0	200.0	175.0 fino a 24 m da pc 225.0 oltre 24 m da pc
E_{op1} (MPa)	10.0	15.0 fino a 4 m da pc 17.5 oltre 4 m da pc	12.5	20.0	17.5 fino a 24 m da pc 22.5 oltre 24 m da pc
E_{op2} (MPa)	20.0	30.0 fino a 4 m da pc 35.0 oltre 4 m da pc	25.0	40.0	35.0 fino a 24 m da pc 45.0 oltre 24 m da pc
OCR (-)	-	3.0	2.0	-	1.0
CR (-)	-	0.18	0.16	-	-
RR (-)	-	0.036	0.032	-	-
$C_{\alpha\epsilon}$ (%)	-	0.12	0.15	-	-
k_v (m/s)	2.00E-7	5.00E-8	1.00E-8	5.00E-7	1.00E-8

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 5-4: 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)
F2	2.5	4	2	5	1.3	1.6	4	0.46	0.057	0.493	0.5	1.60	1	15000	0.3	13386	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)
F2	2.5	4	2	5	1.3	1.6	2	0.292	0.09	0.343	0.5	1.60	1	15000	0.3	23000	23000

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

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

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

Tabella 5-6: Valori dei coefficienti I_1 e I_2 (Fonte: Joseph E. Bowles, P.E., S.E., Foundation analysis and design)

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

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

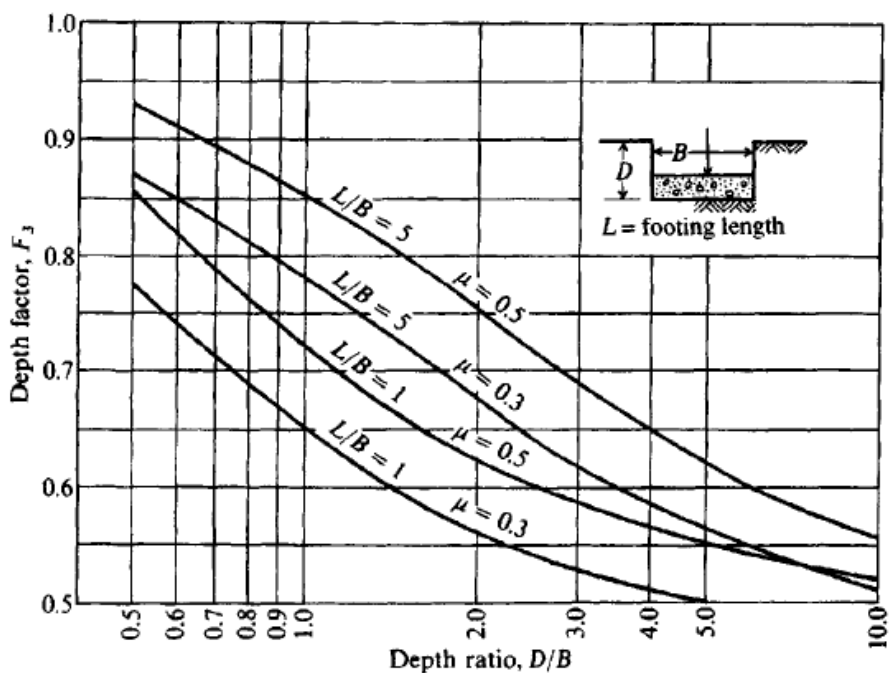


Figura 1 – Grafico per la determinazione del coefficiente I_F (Fonte: Joseph E. Bowles, P.E., S.E., Foundation analysis and design)

6 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

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



Figura 2 – Configurazione planimetrica tracciato

Le coordinate del sito sono:

45° 7' 39" N

10° 22' 10.56" E

6.1 Vita nominale e classe d'uso

Per la valutazione dei parametri di pericolosità sismica è necessario definire, oltre alla localizzazione geografica del sito, la Vita nominale dell'opera strutturale (VN), intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata, e la Classe d'Uso a cui è associato un coefficiente d'uso (CU).

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

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

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

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

6.2 Parametri di pericolosità sismica

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

In accordo a quanto riportato in Allegato A delle Norme Tecniche per le costruzioni DM 17-01-18, si ottiene per il sito in esame:

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate LONGITUDINE: 10.36960 LATITUDINE: 45.12750

Ricerca per comune REGIONE: Lombardia PROVINCIA: Cremona COMUNE: Piadena

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: superficie rigata



La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle posì 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	2.573	0.241
SLD	75	0.045	2.538	0.265
SLV	712	0.091	2.636	0.318
SLC	1462	0.115	2.630	0.325

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** tipologico, da realizzare alla base dei pilastri, consistono in plinti di fondazione in cls armato monolitico, di dimensioni pari a 2.4x2.0x0.6m, uniti tramite un cordolo monolitico di dimensioni pari a 80x60cm. Il piano di posa è pari a -1.50m dal piano banchina. I montanti sui fili strutturali 12 e 13, delle banchine centrale e sud, sono fondati su platee di fondazione di dimensioni pari a circa 3.65-4.0x2.5x0.6m, con piano di posa pari a -1.3m, per non interferire con la struttura del sottopasso. I pilastri sui fili strutturali 10 ed 11 delle medesime banchine, appoggiano su un basamento in cls armato, che non è oggetto della presente relazione, in quanto sarà solidarizzato alla struttura delle scale, durante la realizzazione. Il resto dei montanti in corrispondenza del sottopasso della stazione ferroviaria sono innestati sulla struttura rampa scale, che non è oggetto della presente relazione.

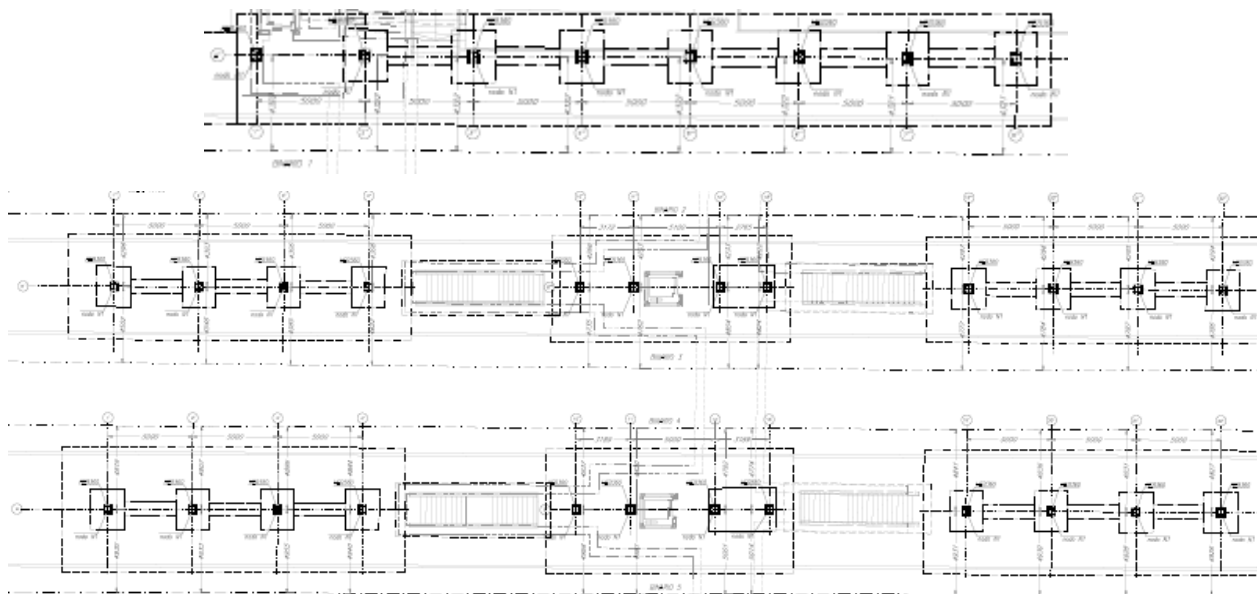


Figura 3 – Inquadrimento planimetrico

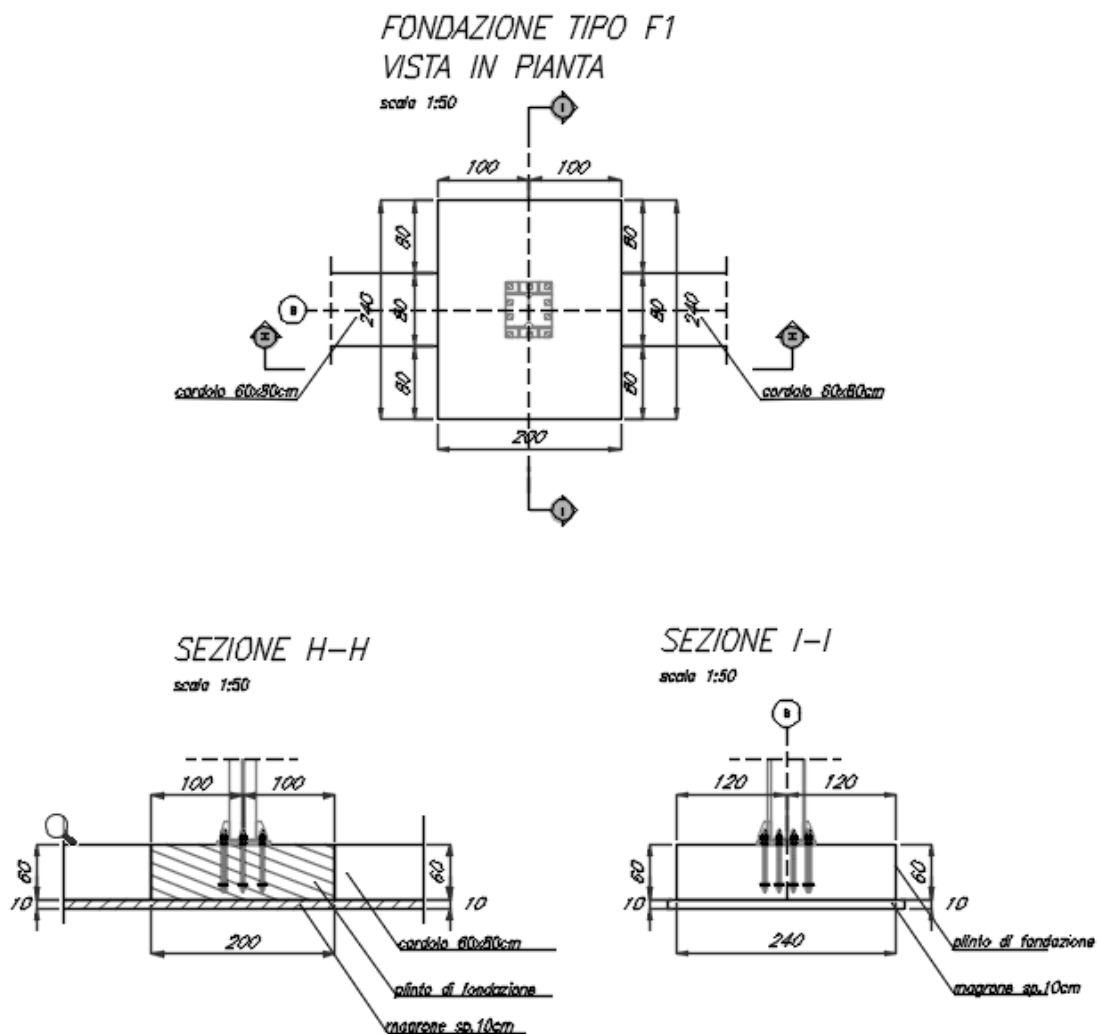


Figura 4 – F1– pianta e sezioni

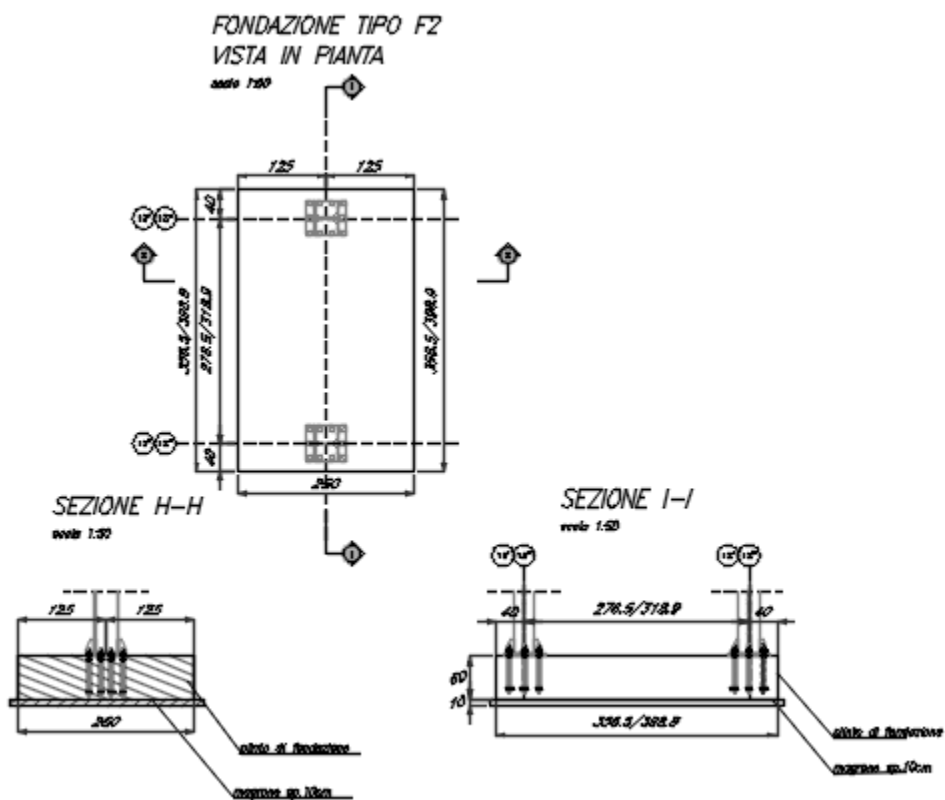


Figura 5 – F2– pianta e sezioni

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 espone nella relazione di calcolo della pensilina.

8.2 Tipo di analisi svolta

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

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

Le reazioni nei vincoli strutturali, ottenute dal modello di calcolo della pensilina (doc. di rif. relazioni di calcolo della pensilina ferroviaria NM2503D44CLFV1100001A), sono state usate per il dimensionamento delle fondazioni.

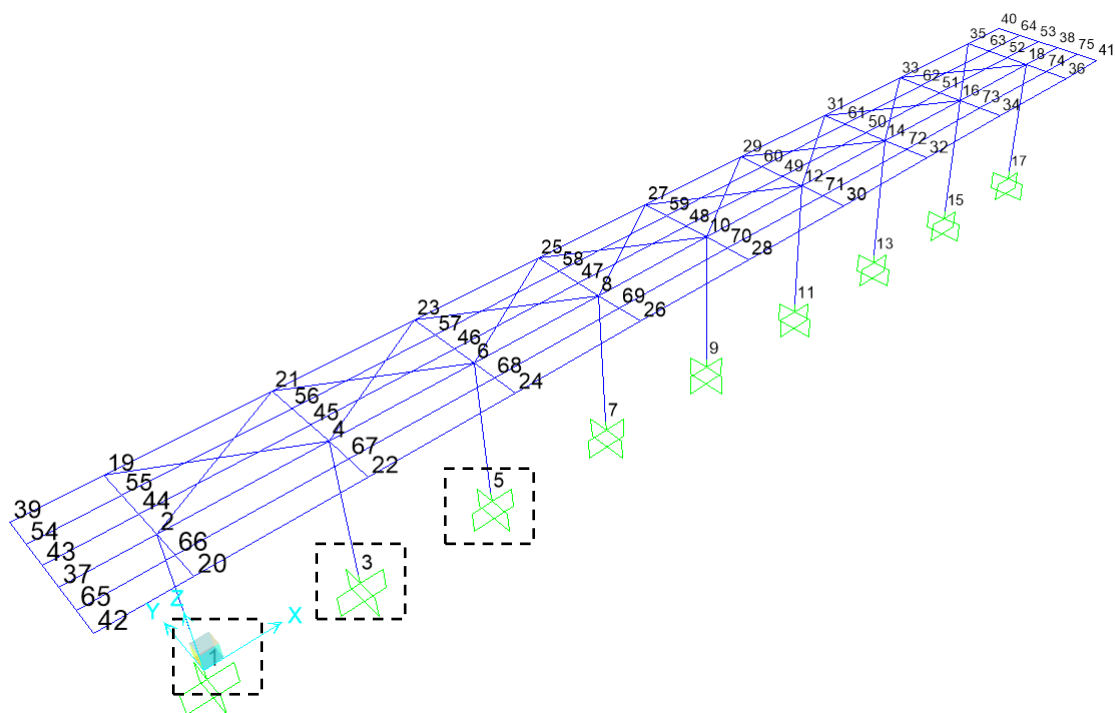
Le fondazioni a plinto, sono state esaminate tramite un semplice calcolo a mano.

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.

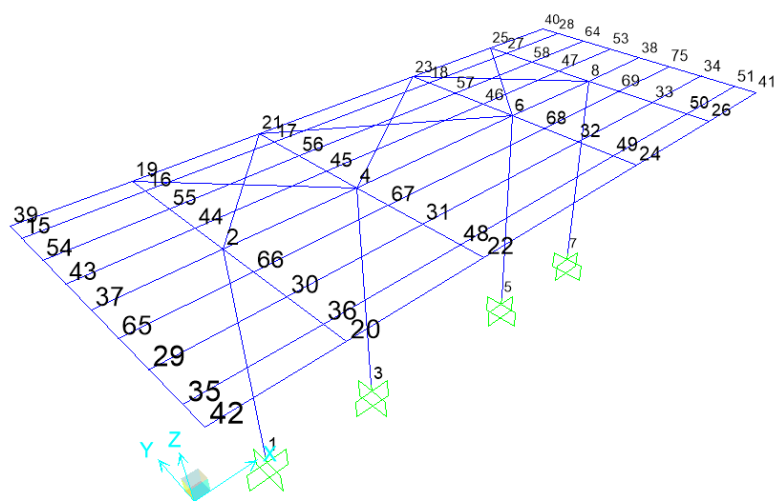
L'interazione tra terreno e struttura è stata studiata ipotizzando un comportamento elastico del terreno. La platea di fondazione è poggiata a terra su un letto di molle alla Winkler la cui rigidezza viene assegnata per unità di lunghezza di elemento. Il coefficiente di fondazione (Winkler) adottato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

Nelle figure seguenti si riporta la numerazione dei nodi vincolati, maggiormente sollecitati:

- Plinto di fondazione



- Platea di fondazione



8.3 Combinazioni di carico

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

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

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

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

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

– Combinazione frequente generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili;

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

– Combinazione quasi permanente. generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) a lungo termine;

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

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

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

dove:

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

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

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

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

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

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

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

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

Azioni		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	g_{r1}	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
Gruppi di carico	g_{r2}	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	g_{r3}	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	g_{r4}	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione 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, ...)	da valutarsi caso per caso		
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

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

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

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

Nello specifico si ha:

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

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

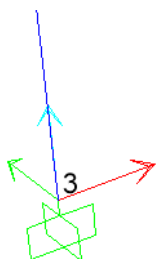
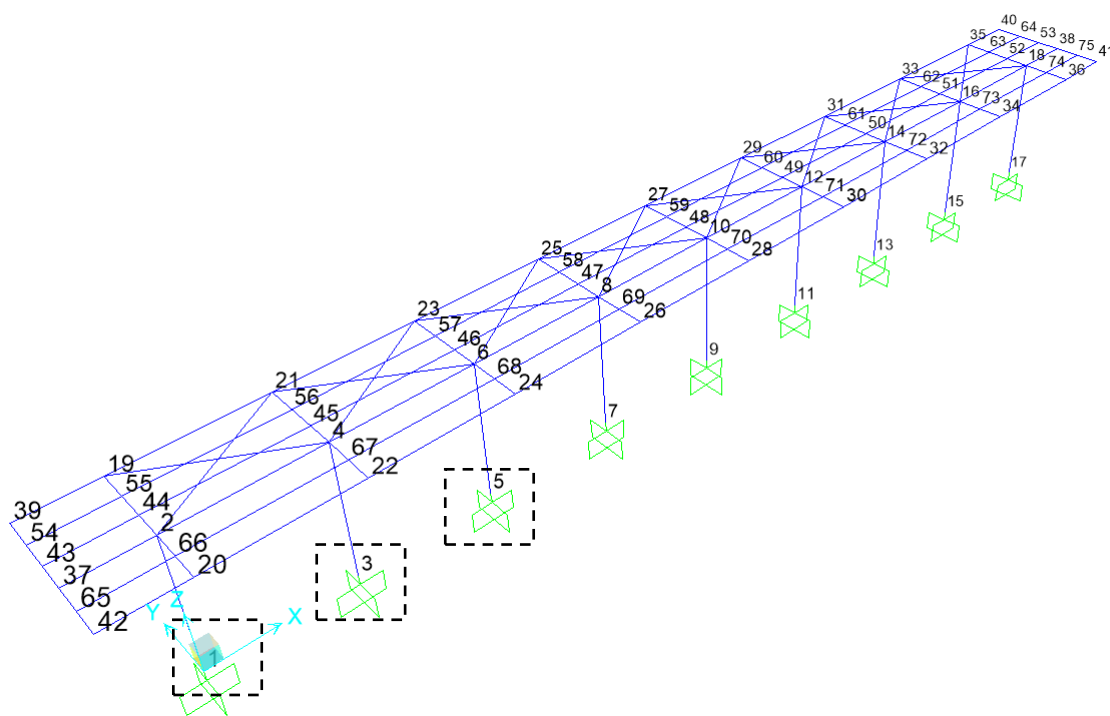
Le verifiche sono state effettuate applicando la combinazione A1+M1+R3 prevista dall'Approccio 2.

9 SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

9.1 Risultati

9.1.1 Plinto di Fondazione F1

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



Asse Rossa = Asse 1

Asse Verde = Asse 2

Asse Blu = Asse 3

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

TABLE: Joint Reactions SLU

Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
1	SLU_104	Combination	-6.688	-9.011	162.541	175.656	-18.863	0.018
1	SLU_62	Combination	-11.763	8.103	142.029	86.604	-33.957	0.016
1	SLU_35	Combination	3.610	-1.461	177.015	140.797	15.020	0.017
3	SLU_102	Combination	-6.019	-22.932	143.275	175.512	-16.889	0.018
17	SLU_72	Combination	12.530	8.300	120.418	20.961	35.397	0.010
3	SLU_151	Combination	3.413	-21.254	23.088	115.1575	10.9889	0.0192

TABLE: Joint Reactions SLV

Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
1	SLV_09	Combination	4.062	17.346	67.569	129.580	13.376	0.009
3	SLV_01	Combination	19.200	8.806	57.148	79.530	54.592	0.010
1	SLV_01	Combination	15.441	10.496	75.062	86.609	47.916	0.013
3	SLV_09	Combination	-5.572	-18.121	46.140	-76.378	-16.061	-0.004
3	SLV_01	Combination	19.200	8.806	57.148	79.530	54.592	0.010

TABLE: Joint Reactions EQU

Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
3	EQU_04	Combination	-6.023	-22.924	142.091	175.015	-16.897	0.018
1	EQU_01	Combination	8.189	8.456	29.191	23.741	21.740	0.014
1	EQU_04	Combination	-6.107	-8.925	158.789	174.727	-18.941	0.018
3	EQU_04	Combination	-6.023	-22.924	142.091	175.015	-16.897	0.018
1	EQU_01	Combination	8.189	8.456	29.191	23.741	21.740	0.014
3	EQU_06	Combination	3.406	-21.238	20.665	114.1619	10.9738	0.0192

TABLE: Joint Reactions SLE_R

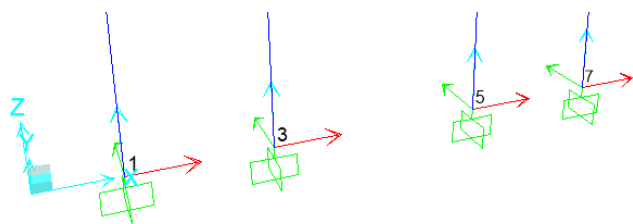
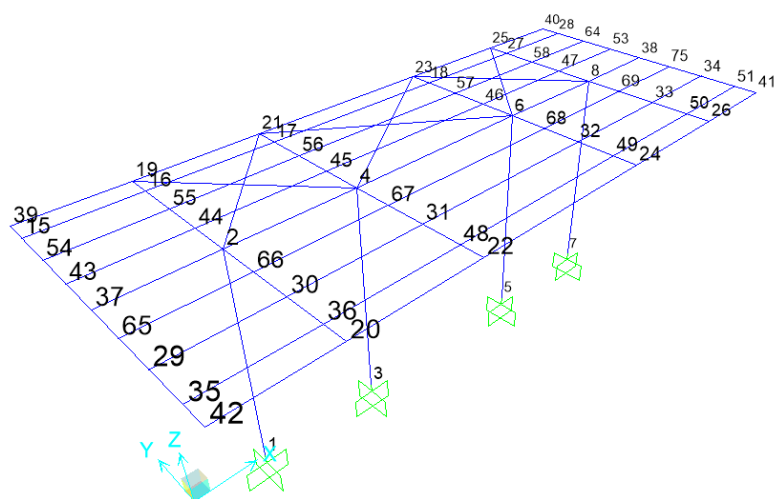
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
3	SLE_R_162	Combination	-3.531	-16.171	96.918	126.9028	-10.2812	0.0118
17	SLE_R_72	Combination	8.406	5.525	82.987	15.032	23.6919	0.0064
1	SLE_R_163	Combination	2.207	-6.134	130.055	124.1112	9.6607	0.0129
3	SLE_R_162	Combination	-3.531	-16.171	96.918	126.9028	-10.2812	0.0118
17	SLE_R_72	Combination	8.406	5.525	82.987	15.032	23.6919	0.0064

9.1.2 Soletta di Fondazione F2

Nelle tabelle seguenti si riassumono i risultati governanti le verifiche, ottenuti dal calcolo strutturale, per la soletta di fondazione del tipo **F2**, indicando con **N** le azioni assiali, **V** le azioni taglianti e **M** i momenti flettenti per i nodi 1, 3 e 5 e 7 rispettivamente (la più gravosa combinazione tra le due è stata esaminata).

NOTA: Il peso proprio della fondazione è stato considerato automaticamente nel modello di calcolo, mentre il peso del rinterro è stato applicato come carico uniformemente distribuito, tenendo in considerazione l'altezza ($h_{\text{rinterro}} = 0.70\text{m}$) ed il peso per unità di volume del rinterro.

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



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

TABLE: Joint Reactions SLU

Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
1	SLU_80	Combination	-4.079	-12.522	192.235	143.7925	-8.5328	0.0829
1	SLU_62	Combination	-7.231	-0.878	192.408	71.2719	-18.1894	0.0684
1	SLU_35	Combination	-2.762	-10.034	232.169	115.1027	-1.7844	0.0694
3	SLU_151	Combination	-0.997	-22.188	26.475	119.749	-2.5671	0.0663
1	SLU_62	Combination	-7.231	-0.878	192.408	71.2719	-18.1894	0.0684
3	SLU_80	Combination	1.362	-21.584	142.549	122.277	2.9231	0.0836
3	SLU_62	Combination	-1.166	-6.035	130.937	50.6029	-4.8064	0.0687
3	SLU_35	Combination	3.723	-15.288	141.369	94.4222	9.5007	0.069
1	SLU_151	Combination	2.258	-14.291	15.035	135.6073	4.7304	0.0659
3	SLU_62	Combination	-1.166	-6.035	130.937	50.6029	-4.8064	0.0687

TABLE: Joint Reactions SLV

Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
1	SLV_09	Combination	4.696	15.995	90.509	120.1401	16.9388	0.0094
1	SLV_01	Combination	-23.516	-6.693	47.517	-44.5755	-71.4881	-0.0147
1	SLV_01	Combination	19.803	6.337	111.953	49.4041	64.3899	0.0147
1	SLV_09	Combination	-8.408	-16.351	68.961	-115.312	-24.037	-0.0094
1	SLV_01	Combination	-23.516	-6.693	47.517	-44.5755	-71.4881	-0.0147
3	SLV_09	Combination	7.7	18.829	65.699	121.9574	22.6784	0.0041
3	SLV_01	Combination	24.308	6.663	79.477	43.3528	72.9869	0.0113
3	SLV_01	Combination	-23.187	-6.307	36.439	-39.9576	-70.8546	-0.0112
3	SLV_09	Combination	7.7	18.829	65.699	121.9574	22.6784	0.0041
3	SLV_01	Combination	24.308	6.663	79.477	43.3528	72.9869	0.0113

TABLE: Joint Reactions EQU

Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
1	EQU_01	Combination	2.322	2.077	11.685	56.2393	4.851	0.0638
1	EQU_02	Combination	0.141	2.067	13.64	56.2939	-0.7733	0.0638
1	EQU_03	Combination	1.447	3.19	25.184	50.4477	3.8713	0.0675
1	EQU_04	Combination	-5.661	-14.402	204.126	136.5772	-14.2512	0.066
1	EQU_05	Combination	-4.562	-14.326	158.275	135.5925	-12.1485	0.066
1	EQU_06	Combination	2.325	-14.275	11.714	135.3722	4.8577	0.0659
3	EQU_01	Combination	-1.021	-5.769	23.928	40.3443	-2.6136	0.0657
3	EQU_02	Combination	-0.239	-5.756	22.69	40.2802	-0.4303	0.0658
3	EQU_03	Combination	-0.14	-2.286	5.629	30.547	-0.2431	0.0683
3	EQU_04	Combination	-1.071	-22.077	164.298	120.0127	-4.4037	0.0665
3	EQU_05	Combination	-1.403	-22.153	131.456	119.3526	-5.0356	0.0665
3	EQU_06	Combination	-1.017	-22.204	23.899	119.573	-2.6052	0.0663

TABLE: Joint Reactions EQU

Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
5	EQU_01	Combination	-2.056	4.8	2.112	-20.5265	-6.2919	0.0652
5	EQU_02	Combination	1.576	4.803	7.741	-20.5572	4.6965	0.0651
5	EQU_03	Combination	-1.177	6.221	20.292	-29.1282	-3.9311	0.0668
5	EQU_04	Combination	-2.006	-11.508	142.482	59.1419	-4.5018	0.0644
5	EQU_05	Combination	-1.674	-11.584	109.64	58.4818	-3.8699	0.0644
5	EQU_06	Combination	-2.059	-11.635	2.083	58.7021	-6.3002	0.0646
7	EQU_01	Combination	-2.845	12.176	7.148	-61.05	-8.8859	0.0659
7	EQU_02	Combination	2.123	12.171	0.801	-61.0099	6.8141	0.0659
7	EQU_03	Combination	-3.73	16.365	-6.232	-73.5939	-9.8922	0.0664
7	EQU_04	Combination	5.138	-4.303	199.589	19.288	10.2164	0.0636
7	EQU_05	Combination	4.038	-4.227	153.738	18.3033	8.1137	0.0636
7	EQU_06	Combination	-2.848	-4.176	7.177	18.0829	-8.8925	0.0637

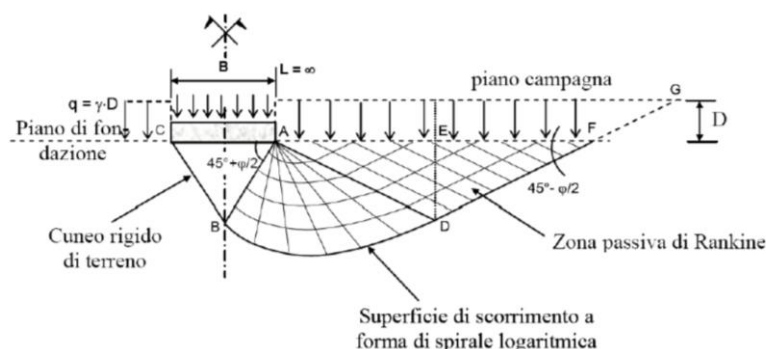
TABLE: Joint Reactions SLE_R

Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
1	SLE_R_164	Combination	-4.475	-11.376	168.907	99.9398	-9.0176	0.0471
1	SLE_R_62	Combination	-4.887	-0.602	131.593	47.7497	-12.2535	0.0456
1	SLE_R_163	Combination	-2.446	-11.375	171.32	99.9285	-2.5786	0.0471
3	SLE_R_173	Combination	-0.146	-14.855	18.088	86.2479	-0.4941	0.0461
1	SLE_R_166	Combination	-5.051	3.606	165.163	27.3197	-11.7131	0.045
3	SLE_R_164	Combination	1.394	-14.803	108.48	86.0263	2.9013	0.0463
3	SLE_R_62	Combination	-0.757	-4.007	89.867	33.9114	-3.1661	0.0458
3	SLE_R_163	Combination	2.425	-14.804	106.067	86.0375	5.9942	0.0462
1	SLE_R_173	Combination	0.354	-11.326	35.781	99.7244	1.1831	0.0469
3	SLE_R_166	Combination	-0.161	0.243	111.746	13.3748	-1.6548	0.0457

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:

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

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

Fattori di forma (Vesic, 1975)

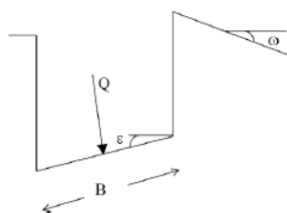
Forma della fondazione	s_c	s_q	s_γ
Rettangolare	$1 + \frac{B'}{L'} \cdot \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \frac{B'}{L'} \cdot \text{tg} \phi$	$1 - 0,4 \cdot \frac{B'}{L'}$
Circolare o quadrata	$1 + \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \text{tg} \phi$	0,6

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

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



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

b_c	b_q	b_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_g : 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_g
$g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot \tan \phi}$	$(1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega$	$\frac{g_q}{\cos \omega}$

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 fondazioni sono poste a quota -1.3m, -1.5m da P.B., alla quale corrisponde lo strato WRs1. Essendo, comunque, il livello della falda ad -3.5m dal P.C., e lo strato sottostante WRa1 di natura coesiva, la verifica al carico limite è stata svolta sia in condizioni drenate, che non drenate considerando, cautelativamente, le seguenti caratteristiche del terreno:

In condizioni drenate

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

In condizioni non-drenate

$$c_u = 80kPa$$

La più gravosa combinazione di carico è stata esaminata per la verifica al carico limite, sia per le condizioni di sottosuolo drenate che non, indipendentemente, dalla natura del carico, a favore di sicurezza.

10.1.1 Plinto di Fondazione F1

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

TABLE: Joint Reactions SLU								
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
1	SLU_104	Combination	-6.688	-9.011	162.541	175.656	-18.863	0.018
1	SLU_62	Combination	-11.763	8.103	142.029	86.604	-33.957	0.016
1	SLU_35	Combination	3.610	-1.461	177.015	140.797	15.020	0.017
3	SLU_102	Combination	-6.019	-22.932	143.275	175.512	-16.889	0.018
17	SLU_72	Combination	12.530	8.300	120.418	20.961	35.397	0.010
3	SLU_151	Combination	3.413	-21.254	23.088	115.1575	10.9889	0.0192

TABLE: Joint Reactions SLV								
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
1	SLV_09	Combination	4.062	17.346	67.569	129.580	13.376	0.009
3	SLV_01	Combination	19.200	8.806	57.148	79.530	54.592	0.010
1	SLV_01	Combination	15.441	10.496	75.062	86.609	47.916	0.013
3	SLV_09	Combination	-5.572	-18.121	46.140	-76.378	-16.061	-0.004
3	SLV_01	Combination	19.200	8.806	57.148	79.530	54.592	0.010

Essendo la verifica di massima eccentricità, quella che governa nel caso specifico, è stato assunto un rinterro pari a 0.7m, cautelativamente, considerando l'eventuale necessità di ridurre la profondità a causa di eventuali interferenze strutturali nella zona del sottopasso.

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

10.1.1.1 Condizioni drenate

Fondazioni Dirette Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c^*N_c^* sc^*dc^*ic^*bc^*gc + q^*N_q^*sq^*dq^*iq^*bq^*gq + 0,5^*\gamma^*B^*N_{\gamma}^*s_{\gamma}^*d_{\gamma}^*i_{\gamma}^*b_{\gamma}^*g_{\gamma}$$

D = Profondità del piano di appoggio

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

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

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

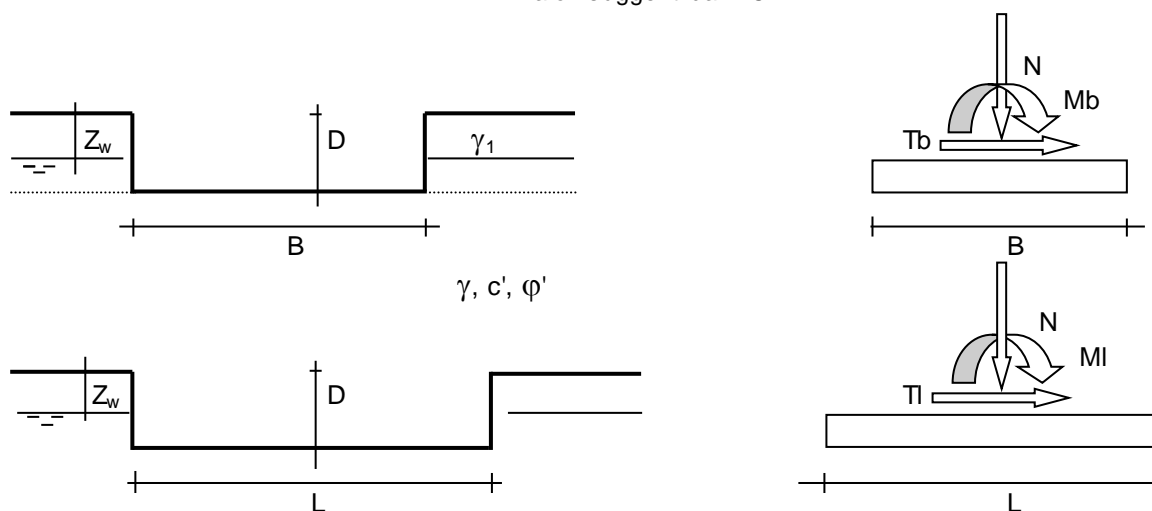
L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2^*e_L$)

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

coefficienti parziali

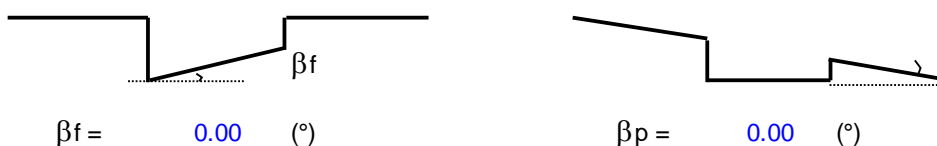
Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno	
		permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'
Stato limite ultimo	○	1.00	1.30	1.25	1.60
Tensioni ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dall'utente	●	1.00	1.00	1.00	1.00

valori suggeriti dall'EC7



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 2.40 (m)
L = 2.00 (m)
D = 1.30 (m)
H = 0.60 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	319.87		319.87
Mb [kNm]	175.51		175.51
MI [kNm]	-16.89		-16.89
Tb [kN]	-22.93		-22.93
TI [kN]	-6.02		-6.02
H [kN]			23.71

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

$Z_w = 3.50$ (m)

$e_B = 0.55$ (m)

$e_L = -0.05$ (m)

$B^* = 1.30$ (m)

$L^* = 2.11$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 24.70$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 18.17$ (kN/mc)

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$$N_q = 13.20$$

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

$$N_c = 23.94$$

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

$$N_\gamma = 14.47$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1.34$$

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

$$s_q = 1.32$$

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

$$s_\gamma = 0.75$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.62 \quad \theta = \arctg(T_b / T_l) = 75.29 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.38 \quad m = 1.60 \quad (-)$$

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

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

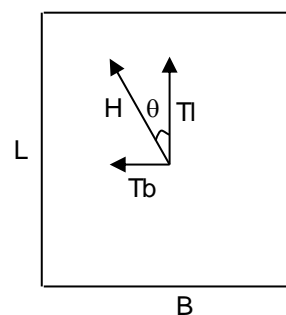
$$i_q = 0.88$$

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

$$i_c = 0.87$$

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

$$i_\gamma = 0.82$$



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

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

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

$$d_q = 1.30$$

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

$$d_c = 1.33$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

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

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

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

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

$$g_q = 1.00$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 599.35 \quad (\text{kN/m}^2) \quad R3 \quad 2.30$$

$$q_{rd} = 261 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 116.62 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = q_{lim} / q = 5.14 \quad \text{OK}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

$$H_d = 23.71 \quad (\text{kN})$$

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

$$S_d = 162.98 \quad (\text{kN})$$

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento

$$F_{scorr} = 6.87 \quad \text{OK}$$

10.1.1.2 Condizioni non drenate

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni totali

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

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

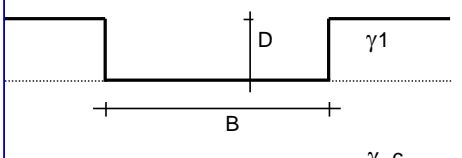
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

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

coefficienti parziali

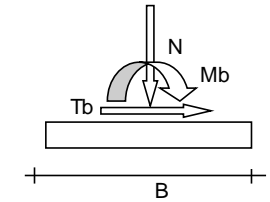
Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno
	permanenti	temporanee variabili	c_u
Stato limite ultimo	1.00	1.30	1.40
Tensioni ammissibili	1.00	1.00	1.00
definiti dall'utente	1.00	1.00	1.00

valori suggeriti dall'EC7



γ_1

γ, c_u

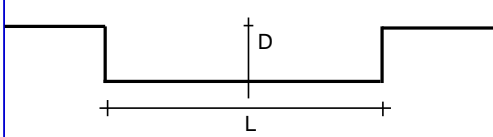


N

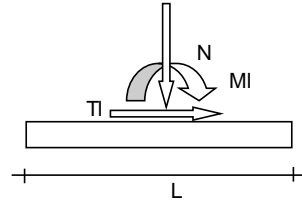
M_b

T_b

B



L



N

M_l

T_l


L

(Per fondazioni nastriformi $L=100$ m)

B = 2.40 (m)


L = 2.00 (m)

D = 1.30 (m)



β_f

$\beta_f = 0.00$ (°)



β_p

$\beta_p = 0.00$ (°)

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	319.87	0.00	319.87
Mb [kNm]	175.51	0.00	175.51
MI [kNm]	-16.89	0.00	-16.89
Tb [kN]	-22.93	0.00	-22.93
TI [kN]	-6.02	0.00	-6.02
H [kN]	23.71	0.00	23.71

Peso unità di volume del terreno

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

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

Valore caratteristico di resistenza del terreno

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

$$e_B = 0.55 \quad (\text{m})$$

$$e_L = -0.05 \quad (\text{m})$$

Valore di progetto

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

$$B^* = 1.30 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 2.11 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 24.70 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

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

N_c : coefficiente di capacità portante

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5.14$$

s_c : fattori di forma

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

$$s_c = 1.12$$

i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.62$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.38$$

$$\theta = \arctg(T_b/T_I) = 75.29 \quad (^\circ)$$

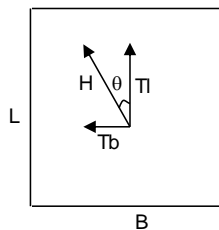
$$m = 1.60$$

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

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

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

$$i_c = 0.96$$



d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_c = 1.40$$

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

$$q_{lim} = 568.64 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 116.62 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = q_{lim} / q = 4.88 \quad \geq 2.3 \quad \text{La verifica risulta soddisfatta}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

$$H_d = 23.71 \quad (\text{kN})$$

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

$$S_d = 191.99 \quad (\text{kN})$$

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento

$$F_{scorr} = 8.10 \quad \geq 1.1 \quad \text{La verifica risulta soddisfatta}$$

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		-2.68	-34.53	651.55	267.00	74.40	-14.95
SLU_4_	Combination		1.26	-36.49	357.07	255.36	-16.13	-12.48
SLV_1_Comb	Combination	Max	29.39	39.66	386.40	242.11	78.84	4.53
SLV_1_Comb	Combination	Min	-4.59	30.00	379.35	242.11	78.84	4.53
SLU_3_	Combination		0.93	-25.39	689.09	209.54	153.00	-8.16
SLU_2_	Combination		-8.50	-7.10	639.55	122.61	75.39	-8.16
SLU_5_	Combination		-8.41	-6.94	638.90	121.89	75.35	-8.08
SLV_3_Comb	Combination	Max	1.72	4.86	386.53	9.45	114.36	-20.24
SLV_3_Comb	Combination	Min	-8.48	-4.80	363.00	9.45	114.36	-20.24
SLV_4_Comb	Combination	Max	16.28	7.30	364.56	6.64	3.87	56.30
SLV_4_Comb	Combination	Min	-17.70	-2.36	357.51	6.64	3.87	56.30
SLV_3_Comb_Min	Combination	Max	5.10	4.83	238.13	0.00	0.00	0.00
SLU_6_	Combination		0.00	0.00	315.55	0.00	0.00	0.00
SLU_7_	Combination		0.00	0.00	315.55	0.00	0.00	0.00
SLV_3_Comb_Min	Combination	Min	-5.10	-4.83	214.60	0.00	0.00	0.00
SLV_2_Comb	Combination	Max	5.89	16.07	356.89	-1.22	-49.64	21.39
SLV_5_Comb	Combination	Max	5.89	16.10	356.89	-1.22	-49.64	21.44
SLV_2_Comb	Combination	Min	-4.31	-16.13	349.84	-1.22	-49.64	21.39
SLV_5_Comb	Combination	Min	-4.31	-16.10	349.84	-1.22	-49.64	21.44

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

10.1.2.1 Condizioni drenate

Fondazioni Dirette Verifica in tensioni efficaci

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

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

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

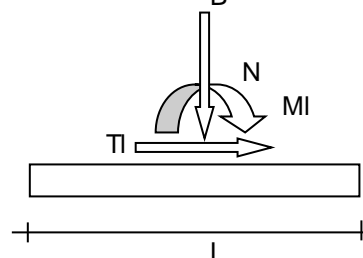
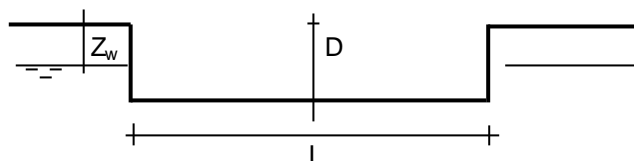
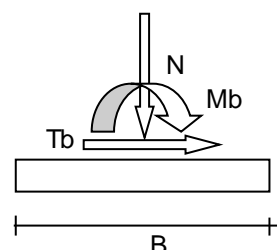
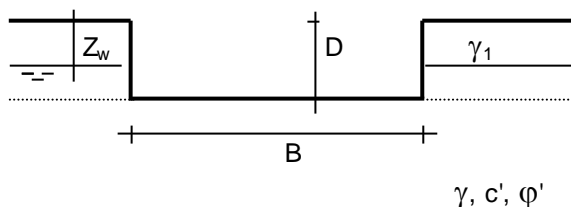
L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2^*e_L$)

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

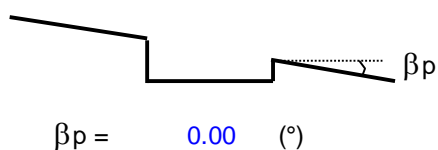
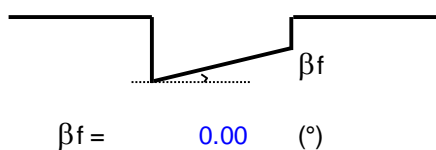
coefficienti parziali

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



B = 2.50 (m)
L = 3.65 (m)
D = 1.30 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	652.00	0.00	652.00
Mb [kNm]	267.00	0.00	267.00
MI [kNm]	75.00	0.00	75.00
Tb [kN]	-35.00	0.00	-35.00
TI [kN]	-3.00	0.00	-3.00
H [kN]	35.13	0.00	35.13

Peso unità di volume del terreno

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

Valori caratteristici di resistenza del terreno

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

Valori di progetto

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

Profondità della falda

$Z_w = 3.50$ (m)

$e_B = 0.41$ (m)

$e_L = 0.12$ (m)

$B^* = 1.68$ (m)

$L^* = 3.42$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 24.70$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 17.80$ (kN/mc)

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$$Nq = 13.20$$

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

$$Nc = 23.94$$

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

$$N\gamma = 14.47$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1.27$$

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

$$s_q = 1.25$$

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

$$s_\gamma = 0.80$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B* / L*) / (1 + B* / L*) = 1.67 \quad \theta = \arctg(Tb/Tl) = 85.10 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L* / B*) / (1 + L* / B*) = 1.33 \quad m = 1.67 \quad (-)$$

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

(m=2 nel caso di fondazione nastroforme e m=(m_bsin²θ+m_lcos²θ) in tutti gli altri casi)

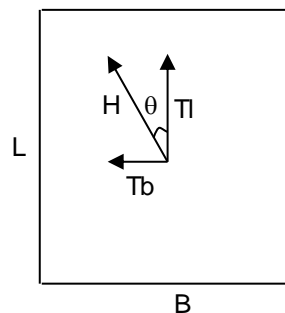
$$i_q = 0.91$$

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

$$i_c = 0.90$$

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

$$i_\gamma = 0.86$$



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

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

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

$$d_q = 1.23$$

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

$$d_c = 1.25$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

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

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

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

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

$$g_q = 1.00$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 609.05 \quad (\text{kN/m}^2) \quad R3 \quad 2.30$$

$$q_{rd} = 265 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 113.41 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Coefficiente di sicurezza

$F_s = q_{lim} / q = 5.37$ **OK**

VERIFICA A SCORRIMENTO

$H_d = 35.13$ (kN)

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

$S_d = 332.21$ (kN)

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento

$F_{scorr} = 9.46$ **OK**

10.1.2.2 Condizioni non drenate

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni totali

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

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

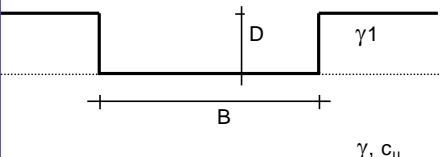
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

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

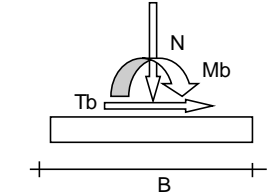
coefficienti parziali

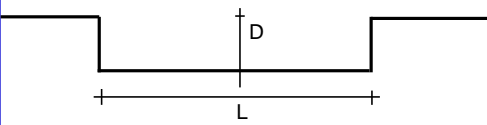
Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno
	permanenti	temporanee variabili	c_u
Stato limite ultimo	1.00	1.30	1.40
Tensioni ammissibili	1.00	1.00	1.00
definiti dall'utente	1.00	1.00	1.00

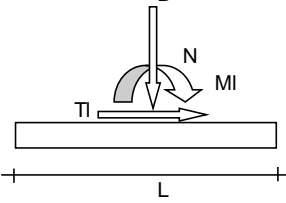
valori suggeriti dall'EC7



γ, c_u





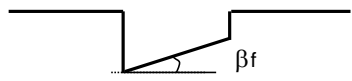


(Per fondazioni nastriformi $L=100$ m)


B = 2.50 (m)

L = 3.65 (m)

D = 1.30 (m)



$\beta_f = 0.00$ (°)



$\beta_p = 0.00$ (°)

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	652.00	0.00	652.00
Mb [kNm]	267.00	0.00	267.00
MI [kNm]	75.00	0.00	75.00
Tb [kN]	-35.00	0.00	-35.00
TI [kN]	-3.00	0.00	-3.00
H [kN]	35.13	0.00	35.13

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

$$c_u = 80.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = 0.41 \quad (\text{m})$$

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

Valore di progetto

$$c_u = 80.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$B^* = 1.68 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 3.42 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 24.70 \quad (\text{kN/mq})$$

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

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

$$s_c = 1.10$$

i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.67$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.33$$

$$\theta = \arctg(T_b/T_I) = 85.10 \quad (^\circ)$$

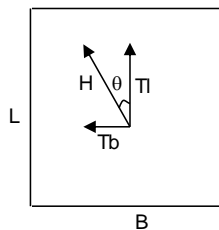
$$m = 1.67$$

($m=2$ 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 $D/B^* > 1$; $d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$

$$d_c = 1.31$$

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

$$q_{lim} = 601.37 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 113.41 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = q_{lim} / q = 5.30 \quad \geq 2.3 \quad \text{La verifica risulta soddisfatta}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

$$H_d = 35.13 \quad (\text{kN})$$

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

$$S_d = 459.91 \quad (\text{kN})$$

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento

$$F_{scorr} = 13.09 \quad \geq 1.1 \quad \text{La verifica risulta soddisfatta}$$

10.2 Verifica a ribaltamento

10.2.1 Plinto di fondazione F1

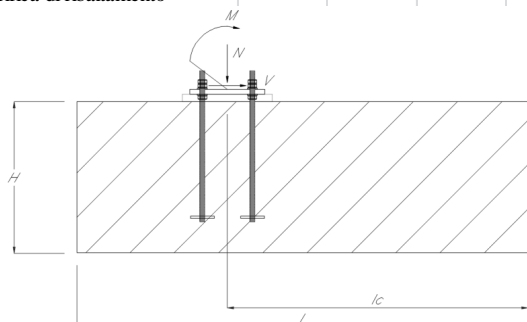
NOTA: I coefficienti parziali di sicurezza alle SLV sono unitari

L'altezza del rinterro, considerata per il calcolo è di 0.7m, anzichè 0.9m (eventuali interferenze in per i plinti in adiacenza al sottopasso esistente), 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
1	SLV_9	4.07	17.40	67.57	129.58	13.38	0.009
3	EQU_06	Combination	3.406	-21.238	20.665	114.1619	10.9738

10.2.1.1 Verifica EQU

Verifica di ribaltamento



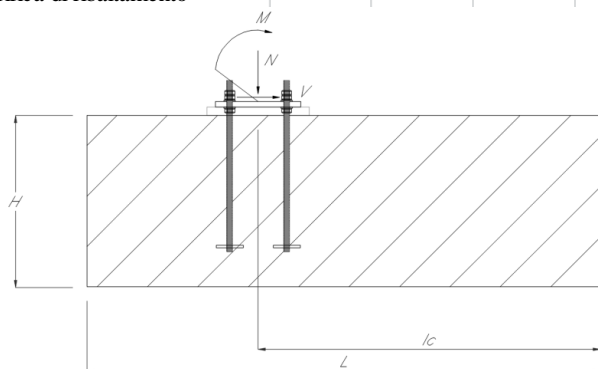
V_{EQU}	N_{EQU}	M_{EQU}				
[kN]	[kN]	[kN.m]				
21.24	20.67	114.16				
$M_{RIB} = M_{EQU} + V_{EQU} \times H =$	126.90	kN.m	momento ribaltante di progetto			
Dimensioni plinto di fondazione						
H =	0.60	m				
B =	2.00	m				
L =	2.40	m				
$l_c =$	1.20	m				
$L - l_c =$	1.20	m				
$H_{ter} =$	0.70	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 unita di volume di cls			
$\gamma =$	19.00	kN/m ³	peso per unita di volume del terreno			
$P_A =$	64.80	kN	peso proprio della fondazione			
$P_{ter} =$	51.07	kN	peso proprio del rinterro			
$M_{STAB} = N_{EQU} \times (\min(l_c; L - l_c)) + (P_A + P_{ter}) \times L / 2 =$	163.84	kN.m	momento stabilizzante di progetto			
La verifica:						
$\frac{M_{STAB}}{M_{RIB}}$	=	$\frac{163.84}{126.90}$	=	1.29	≥	1.10

La verifica ha esito positivo

	carico						
-	-	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
1+3	SLV	12.40	34.83	156.21	242.10	39.62	0.02
1+3	EQU	1.31	-36.48	35.61	254.95	2.25	0.13

10.2.2.1 Verifica EQU

Verifica di ribaltamento

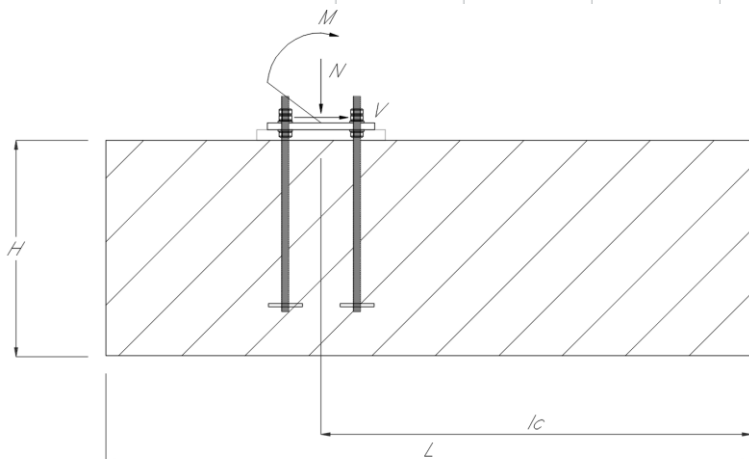


V_{EQU}	N_{EQU}	M_{EQU}					
[kN]	[kN]	[kN.m]					
36.48	35.61	254.95					
$M_{RIB} = M_{EQU} + V_{EQU} \times H =$			276.83	kN.m	momento ribaltante di progetto		
Dimensioni plinto di fondazione							
$H =$	0.60	m					
$B =$	3.65	m					
$L =$	2.50	m					
$lc =$	1.25	m					
$L - lc =$	1.25	m					
$H_{terr} =$	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 unita di volume di cls				
$\gamma =$	19.00	kN/m ³	peso per unita di volume del terreno				
$P_A =$	123.19	kN	peso proprio della fondazione				
$P_{terr} =$	97.09	kN	peso proprio del rinterro				
$M_{STAB} = N_{EQU} \times (\min(l_c; L - l_c)) + (P_A + P_{terr}) \times L / 2 =$			319.86	kN.m	momento stabilizzante di progetto		
La verifica:							
$\frac{M_{STAB}}{M_{RIB}}$	=	$\frac{319.86}{276.83}$	=	1.16	\geq	1.10	

La verifica ha esito positivo

10.2.2.2 Verifica SLV

Verifica di ribaltamento



V_{EQU}	N_{EQU}	M_{EQU}				
[kN]	[kN]	[kN.m]				
34.83	156.21	242.10				
$M_{\text{RIB}} = M_{\text{EQU}} + V_{\text{EQU}} \times H =$			263.00	kN.m	momento ribaltante di progetto	
Dimensioni plinto di fondazione						
$H =$	0.60	m				
$B =$	3.65	m				
$L =$	2.50	m				
$l_c =$	1.25	m				
$L - l_c =$	1.25	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			
$P_A =$	136.88	kN	peso proprio della fondazione			
$P_{\text{terr}} =$	121.36	kN	peso proprio del rinterro			
$M_{\text{STAB}} = N_{\text{EQU}} \times (\min(l_c; L - l_c)) + (P_A + P_{\text{terr}}) \times L / 2 =$			518.06	kN.m	momento stabilizzante di progetto	
La verifica:						
$\frac{M_{\text{STAB}}}{M_{\text{RIB}}}$	=	$\frac{518.06}{263.00}$	=	1.97	\geq	1.00

La verifica ha esito positivo

10.3 Verifica a flessione e taglio

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

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

Per le fondazioni tipo F2, l'armatura viene dimensionata dal modello a piastra.

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

MATERIALS DATA / DATI RELATIVI AI MATERIALI

CONCRETE - CALCESTRUZZO

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

STEEL - ACCIAIO

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

GEOMETRIC AND REINFORCEMENT DATA / DATI DI GEOMETRIA E DELLE ARMATURE

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

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

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

CHECKS RESULTS / RISULTATI DELLE VERIFICHE

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

Min edge cover of longitudinal bars / **Minimo ricoprimento delle barre longitudinali**

Min edge distance between longitudinal bars / **Minima distanza tra le barre longitudinali**

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

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

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

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

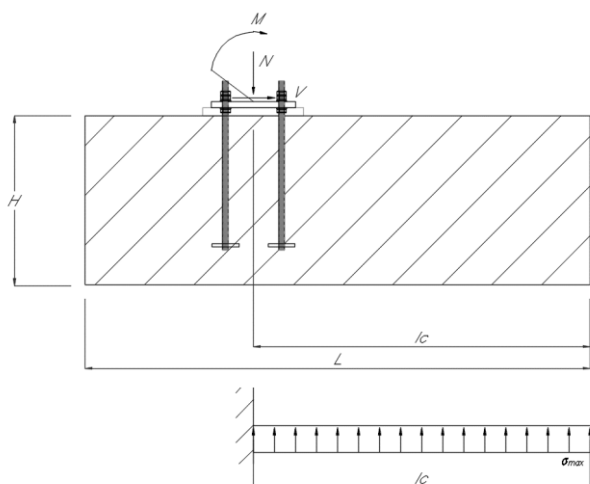
e s Strain in each bar
Deformazione in ciascuna barra

Bar N.	Xs	Ys	Ss	e s

10.3.1 Plinto di fondazione F1

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

Nodo	Cond. Di carico	F1	F2	F3	M1	M2	M3
-	-	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
1	SLU	-6.69	-9.02	162.55	175.66	-18.87	0.00
3	SLE	-3.54	-16.18	96.92	126.91	-10.29	0.02



$L = 2.40$ (m)
 $l_c = 1.20$ (m)
 $B = 2.00$ (m)
 $H = 0.60$ (m)
 $H_{rin} = 0.90$ (m)
 $A = L \cdot B = 4.80$ (m²)
 $P_A = 216.72$ (kN) - peso proprio rinterro e fondazione
 $W = L^2 \cdot H / 6 = 1.92$ (m³)

Combinazione di carico №

SLU

$M = 176$ (kN.m)
 $V = 9$ (kN)
 $N = 163$

Combinazione di carico №

SLE

$M = 127$ (kN.m)
 $V = -16$ (kN)
 $N = 97$ (kN)

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

$\sigma_1 = 173.59$ (kPa)

$\sigma_2 = -15.37$ (kPa)

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

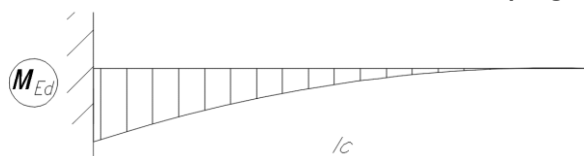
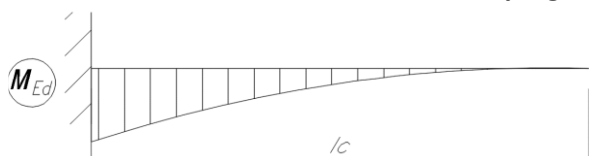
$\sigma_1 = 126.50$ (kPa)

$\sigma_2 = 4.21$ (kPa)

$\sigma_{\text{carico limite}} = 116.62$ (kPa) - pressione del terreno risultante dalla verifica a carico limite

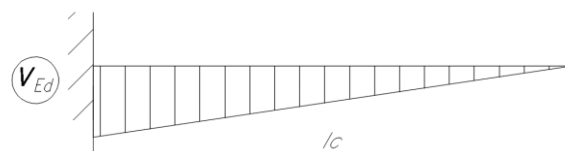
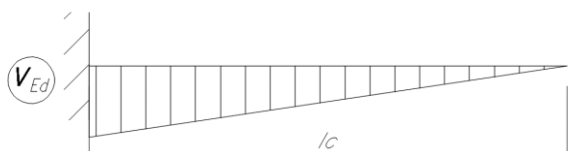
$\sigma_{\text{max}} = 173.5875$ (kPa) carico di progetto

$\sigma_{\text{max}} = 126.50$ (kPa) carico di progetto



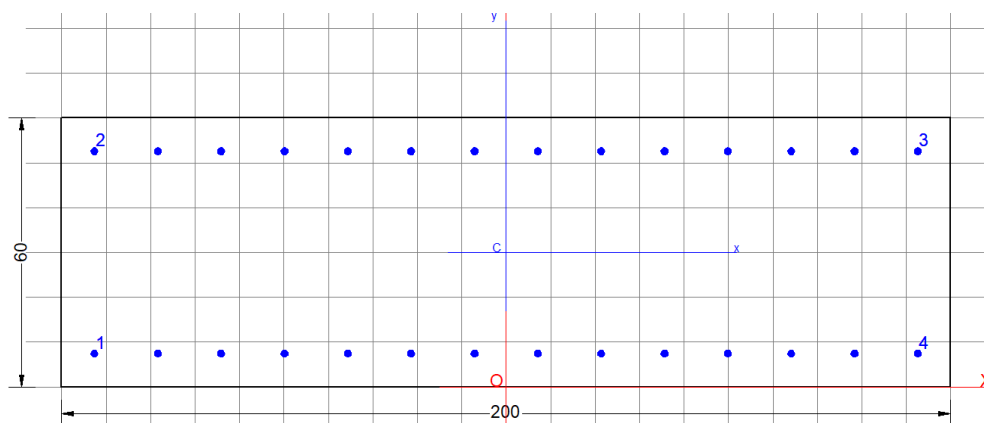
$M_{Ed} = (\sigma_{\text{max}} \cdot B) \cdot l_c^2 / 2 = 249.97$ (kN.m)

$M_{Ed} = (\sigma_{\text{max}} \cdot B) \cdot l_c^2 / 2 = 182.17$ (kN.m)



$V_{Ed} = (\sigma_{\text{max}} \cdot B) \cdot l_c = 416.61$ (kN)

$V_{Ed} = (\sigma_{\text{max}} \cdot B) \cdot l_c = 303.61$ (kN)



GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION
Section Name: Sezione_0.60 M11_appoggio.secEC

Section description:

Section type:

Beam without stirrups

Reference code:

EC2/EC8 Italian Annex

Exposure Class:

XA2 - Chemical attack (moderately aggressive)

Stress path:

Constant axial force force to achieve bending ULS

Type of bending:

Uniaxial (neutral axis always parallel to Y axis of reference system)

Reference of assigned forces:

Principal axes y,y of inertia

MATERIALS DATA

CONCRETE -

Class:

C30/37

Design compressive strength fcd:	17.0	MPa
Shear reduced compressive 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	-100.0	0.0
2	-100.0	60.0
3	100.0	60.0
4	100.0	0.0

DATA ISOLATED LONGITUDINAL BARS

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

DATA OF LINEAR GENERATIONS OF LONGITUDINAL BARS

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

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

ULTIMATE LIMIT STATE - ASSIGNED DESIGN FORCES FOR EACH COMBINATION

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

Comb.N.	N	Mx	My
1	0.00	185.00	0.00

CHECKS RESULTS

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

ULTIMATE LIMIT STATES - N-MX-MY CAPACITY CHECKS

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

Comb.N.	Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.	As Tension
1	OK	0.00	250ca.00	0.00	577.94	2.311	28.1(17.6)

ULTIMATE LIMIT STATE - BENDING AND AXIAL FORCE - STRAIN VALUES

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

ULTIMATE LIMIT STATE - POSITION OF NEUTRAL AXIS FOR EACH COMBINATION

a, b, c	Coeff. a, b, c in neutral axis equation: aX+bY+c=0 reference X,Y,O
---------	--

x/d Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section
D Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [eq.(5.10)EC2]

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

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Tension in concrete: Not considered in any case
Check Result of Check
Reg Number of current concrete sub-region of the cross section
Sc max (Sc lim) Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]. Code limit stress Sc lim is shown between brackets
Xc max, Yc max X-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 [cm²] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)
As eff Area of tension steel bars [cm²] within Ac eff (for crack width control)
r eff Geometrical ratio Ac eff/Ac eff [eq.(7.10) EC2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	2.17 (18.0)	-100.0	60.0	-107.0 (360.0)	-92.6	7.4	3200	28.1	0.009

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 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	-0.00063	0	0.500	16.0	0.00032 (0.00032)	534	0.171	389.22	0.00

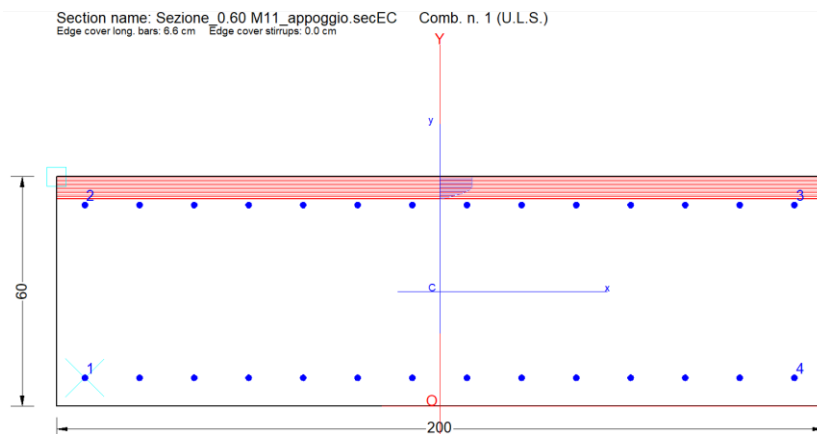


Figura 6: RC-SEC Verifica SLU

Riepilogo delle sollecitazioni massime:

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

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

Momento resistente:

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

- Taglio Massimo

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

• Caratteristiche della sezione

$b_w = 2000$ mm larghezza	$f_{yk} = 450$ MPa resist. caratteristica
$h = 600$ mm altezza	$\gamma_s = 1.15$ coeff. sicurezza
$c = 74$ mm copriferro	$f_{yd} = 391.3$ MPa resist. di calcolo
$f_{ck} = 30$ MPa resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:
$\gamma_c = 1.50$ coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 14 \text{ } \emptyset 16 = 28.15 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$ coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0 \text{ } \emptyset 0 = 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 526$ mm altezza utile	$A_{sl,3} = 0 \text{ } \emptyset 0 = 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 17.00$ MPa resist. di calcolo	28.15 cm^2

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

$$N_{ed} = 0.0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 416.0 \text{ kN}$$

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1.617 < 2$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{\min} = 0.394$$

$$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02 \quad \rho_1 = 0.003 < 0.02$$

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

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

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

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

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

• Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

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

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

Armatura a taglio:

$$A_{sw}/s = \text{staffe } \emptyset 12 \text{ mm con n}^\circ \text{ bracci (trasv)} \quad 4 \text{ passo } 15 \text{ cm} = 0.302 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$V_{Rsd} = 0.90 \times d \times (A_{sw}/s) \times f_{yd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) \times \sin \alpha \quad V_{Rsd} = 558.7 \text{ kN}$$

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

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

$$V_{Rcd} = 0.90 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \alpha) \quad V_{Rcd} = 4024.1 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) \quad V_{Rd} = 558.7 > 416.0 \text{ kN} \quad \text{c.s.} = 1.3$$

la sezione armata a taglio risulta verificata.

Si adottano staffe a taglio $\emptyset 12/15$ mm

10.3.2 Soletta di fondazione F2

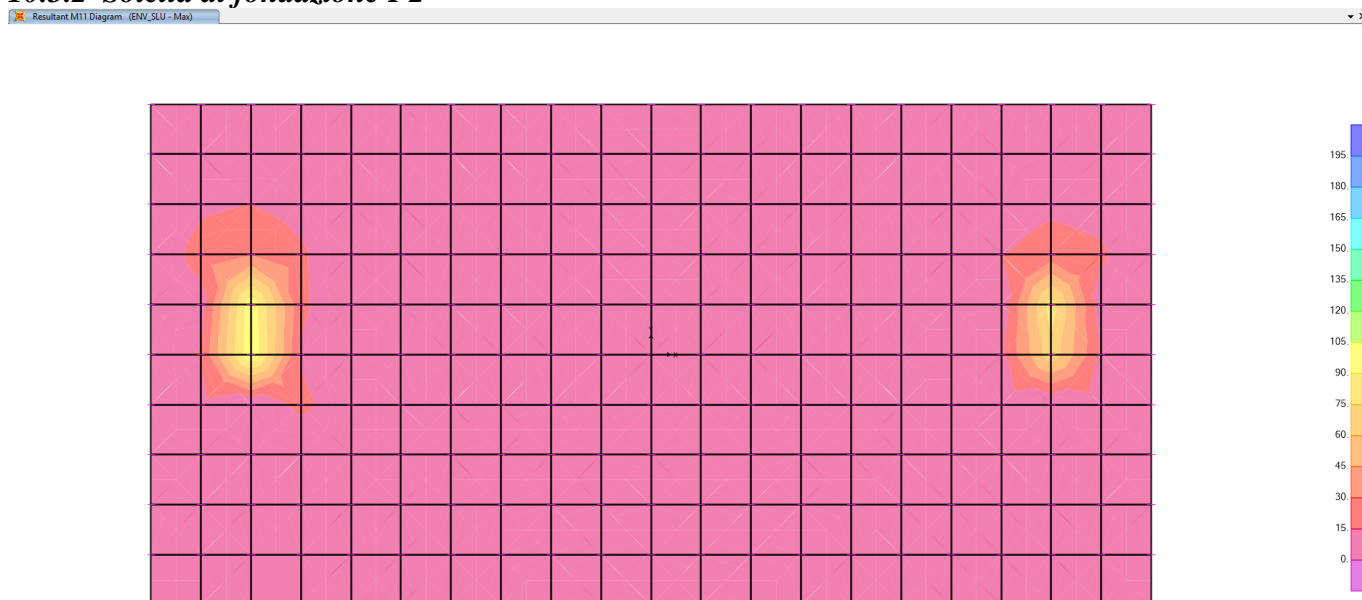


Figura 7 – ENV_SLU_Diagramma M11_Max

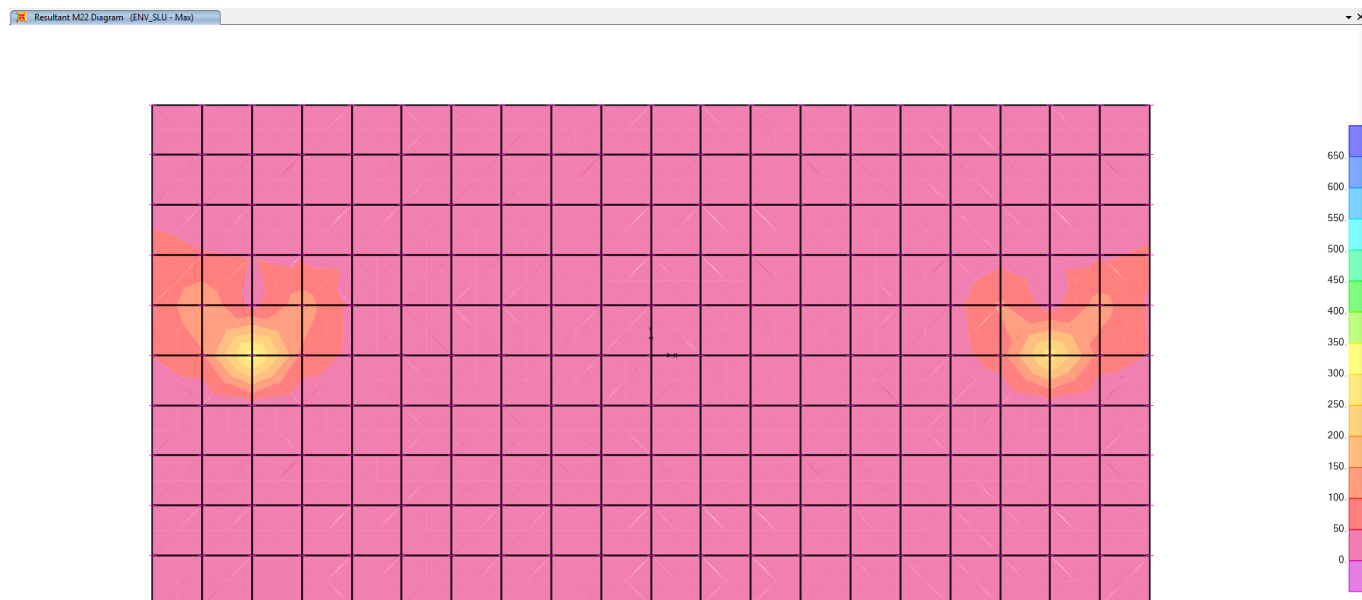


Figura 8 – ENV_SLU Diagramma M22_Max

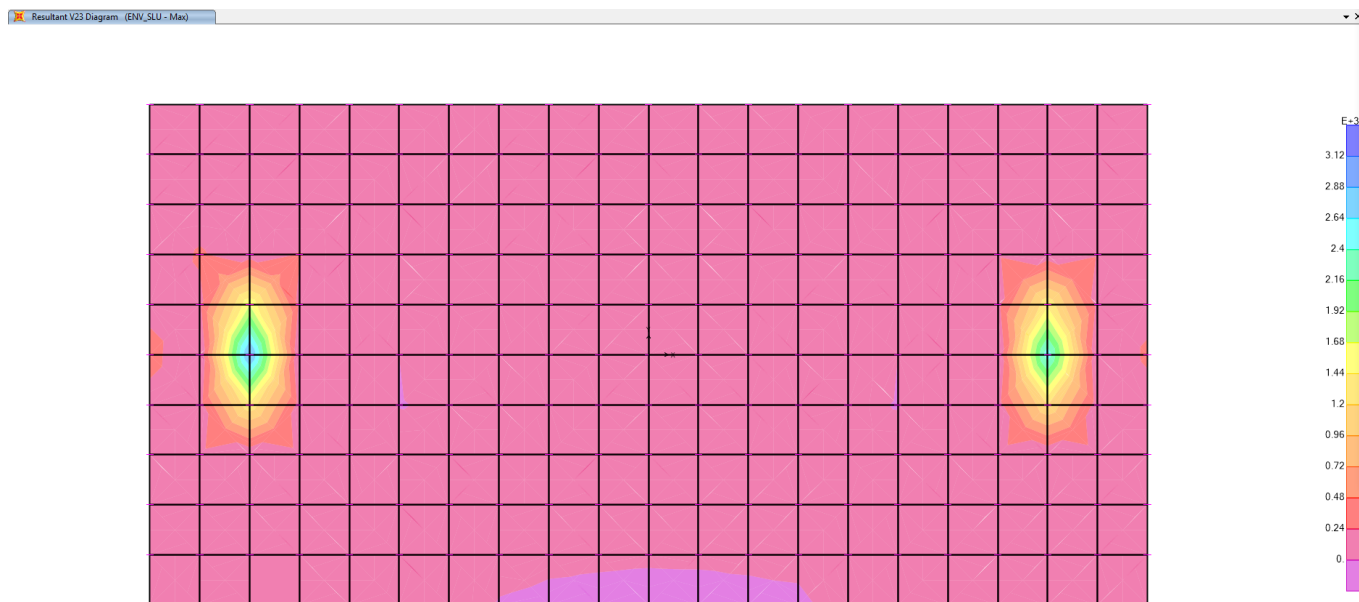


Figura 9 – ENV_SLU Diagramma V23_Max

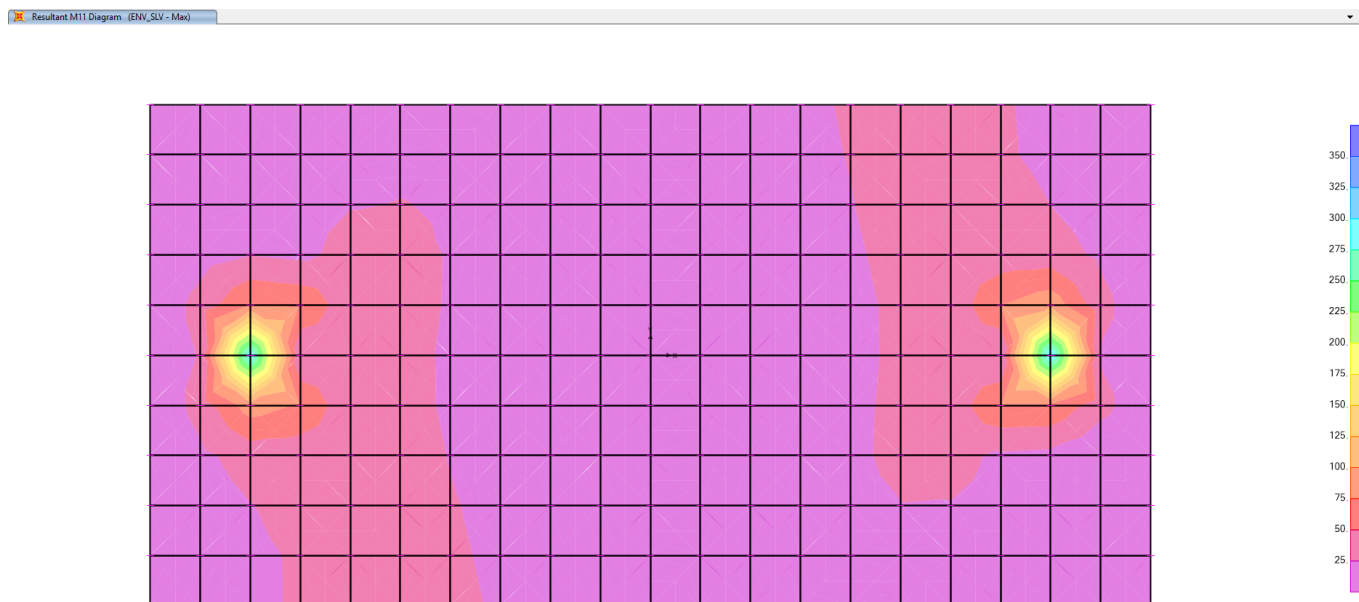


Figura 10 – ENV_SLV Diagramma M11_Max

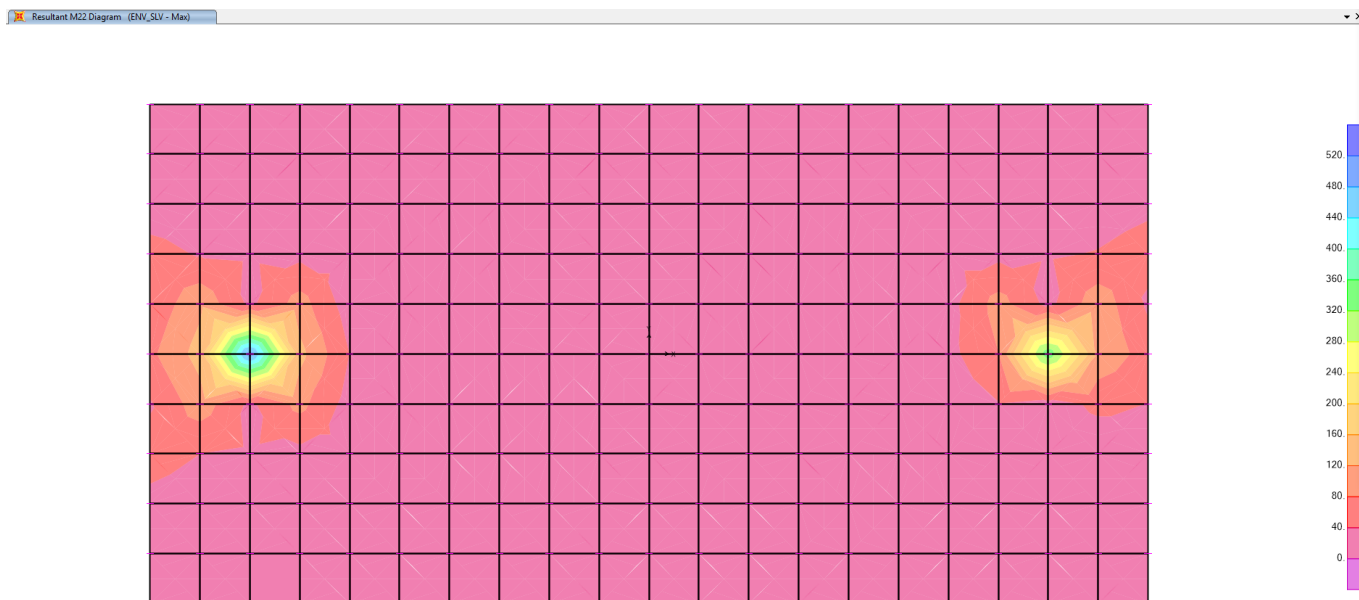


Figura 11 – ENV_SLV Diagramma M22_Max

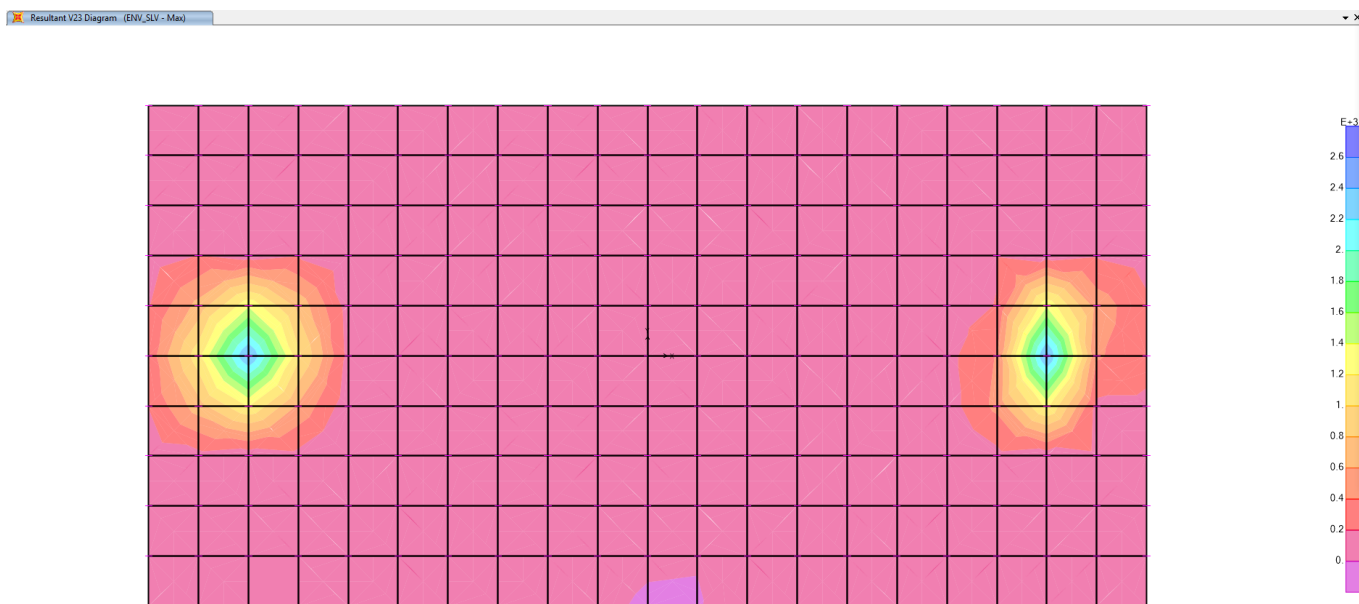


Figura 12 – ENV_SLV Diagramma V23_Max

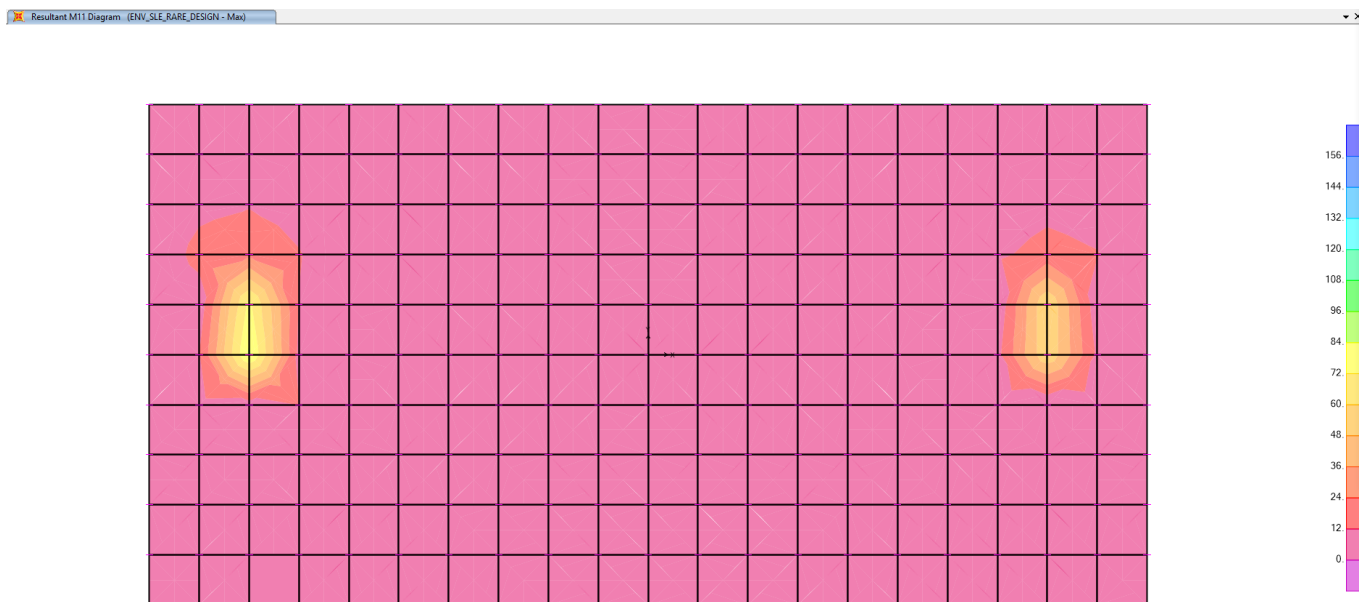


Figura 13 – ENV_SLE_Rare Diagramma M11_Max

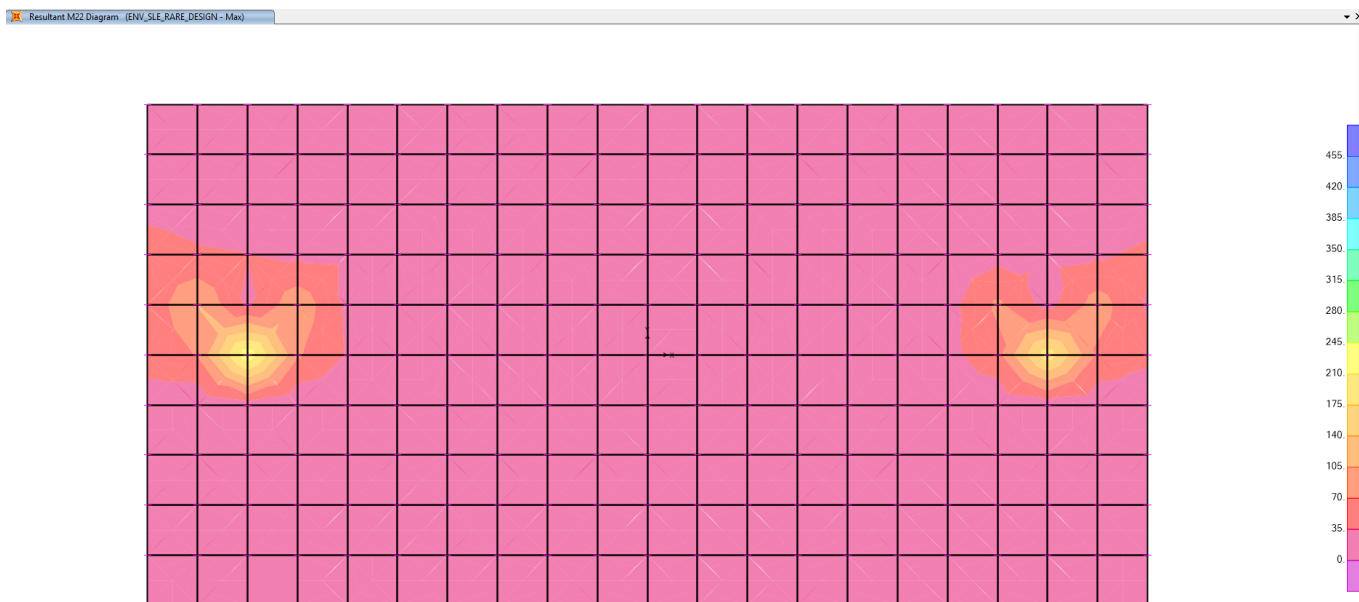
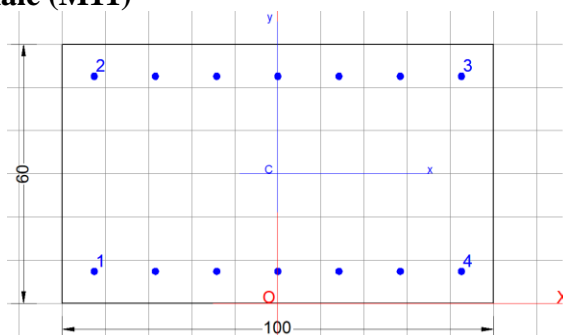


Figura 14 – ENV_SLE_Rare Diagramma M22_Max

10.3.2.1 Sezione appoggio(nodo delle pensiline)

- Armatura longitudinale (M11)



GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION

Section Name: Sezione_0.60 M11_appoggio.secEC

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

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C30/37
	Design compressive strength fcd:	17.0 MPa
	Shear reduced compressive strength $v_1 \cdot f_{cd}$:	8.5 MPa (6.9)EC2
	Strain at max strength ϵ_{c2} :	0.0020
	Ultimate strain ϵ_{cu} :	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-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 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	5	16
2	1	4	5	16

ULTIMATE LIMIT STATE - ASSIGNED DESIGN FORCES FOR EACH COMBINATION

Comb.N.	N d	Design bending force [kNm] around X axis of reference system	
		Mx d	Vy d
1	0.00	185.00	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	65.00	0.00

CHECKS RESULTS

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

ULTIMATE LIMIT STATES - N-MX-MY CAPACITY CHECKS

Check	Result of check
N	Design axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx	Design bending moment [kNm] around x axis principal of inerzia
N ult	Axial force capacity [kN] (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis principal of inertia
S.F.	Safety Factor = vectorial ratio of (N ult,Mx ult,My ult) to (N,Mx,My). Check OK if ratio >=1.00

As Tension Area [cm²] of bars in tension (beam section). Min area for code is shown between brackets [eq.(9.1N) EC2]

Comb.N.	Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.	As Tension
1	OK	0.00	185.00	0.00	288.97	1.562	14.1(8.8)

ULTIMATE LIMIT STATE - BENDING AND AXIAL FORCE - STRAIN VALUES

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

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

ULTIMATE LIMIT STATE - POSITION OF NEUTRAL AXIS FOR EACH COMBINATION

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

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

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Tension in concrete: Not considered in any case
 Check Result of Check
 Reg Number of current concrete sub-region of the cross section
 Sc max (Sc lim) Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]. Code limit stress Sc lim is shown between brackets
 Xc max, Yc max X-coordinae, Y-coordinate [cm] of concrete vertex corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
 Ss min (Ss lim) Min stress (- if tensile) in steel bars [Mpa]. Code limit stress is shown between brackets
 Xs min, Ys min X-coordinae, Y-coordinate [cm] of bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
 Ac eff Effective tension area [cm²] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)
 As eff Area of tension steel bars [cm²] within Ac eff (for crack width control)
 r eff Geometrical ratio Ac eff/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	1.94 (18.0)	-50.0	60.0	-96.0 (360.0)	-42.6	7.4	1600	14.1	0.009

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]

k_3 = 3.400 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
 k_4 = 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)]
 Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = $0.6 S_{max} / E_s$
 $s_r \max$ Max final crack [mm] spacing
 w_k Calculated value [mm] of crack width = $s_r \max * (e_{sm} - e_{cm})$ [eq.(7.8)]. Limit value of w_k is shown between brackets
 $M_x \text{ crack}$ First cracking bending moment around X axis[kNm]
 $M_y \text{ crack}$ First cracking bending moment around Y axis[kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	\emptyset	$e_{sm} - e_{cm}$	$s_r \max$	w_k	$M_x \text{ crack}$	$M_y \text{ crack}$
1	OK	-0.00057	0	0.500	16.0	0.00029 (0.00029)	534	0.154	194.61	0.00

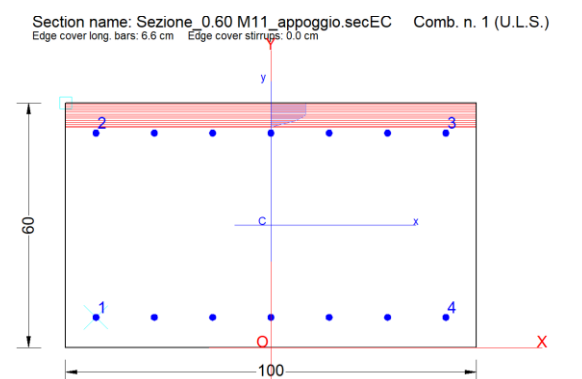


Figura 15: RC-SEC Verifica SLU

Riepilogo delle sollecitazioni massime:

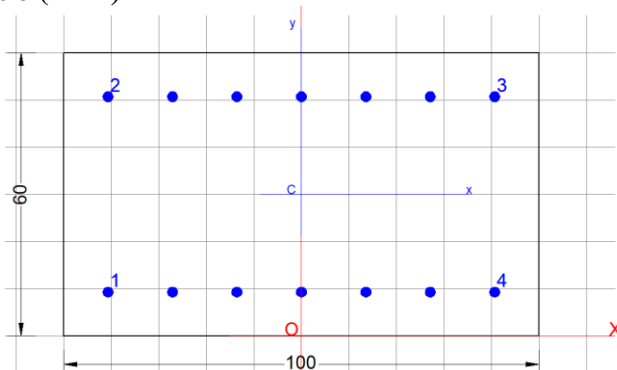
$M_{Ed,max} = 185 \text{ kN.m}$;

Armatura inferiore/superiore adottata - **7 \emptyset 16/ per m`**

Momento resistente:

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

- Armatura trasversale (M22)



GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION

Section Name: Sezione_0.60 M22_appoggio.secEC

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

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C30/37
	Design compressive strength fcd:	17.0 MPa
	Shear reduced compressive strength v1*fcd:	8.5 MPa (6.9)EC2
	Strain at max strength ec2:	0.0020
	Ultimate strain ecu:	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-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/cm2
STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C
	Characteristic yield stress fyk:	450.00 MPa
	Tensile strength ftk:	540.0 MPa
	Design yield stress fyd:	391.3 MPa
	Design strength ftd:	391.3 MPa
	Design ultimate strain esu:	0.068
	Mean elastic modulus Es:	200000.0 MPa
	SLS Charact. - Ss Limit:	360.00 MPa

GEOMETRICAL DATA OF CONCRETE CROSS-SECTION

Shape of Region:	Polygonal
Concrete Class:	C30/37

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

4 50.0 0.0

DATA ISOLATED LONGITUDINAL BARS

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

DATA OF LINEAR GENERATIONS OF LONGITUDINAL BARS

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

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

ULTIMATE LIMIT STATE - ASSIGNED DESIGN FORCES FOR EACH COMBINATION

Comb.N.	N d	Design bending force [kNm] around X axis of reference system	
		Mx d	Vy d
1	0.00	280.00	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	150.00	0.00

CHECKS RESULTS

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

ULTIMATE LIMIT STATES - N-MX-MY CAPACITY CHECKS

Check	Result of check
N	Design axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx	Design bending moment [kNm] around x axis principal of inerzia
N ult	Axial force capacity [kN] (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis principal of inertia
S.F.	Safety Factor = vectorial ratio of (N ult,Mx ult,My ult) to (N,Mx,My). Check OK if ratio >=1.00
As Tension	Area [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	280.00	0.00	498.87	1.782	26.6(8.5)

ULTIMATE LIMIT STATE - BENDING AND AXIAL FORCE - STRAIN VALUES

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

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

ULTIMATE LIMIT STATE - POSITION OF NEUTRAL AXIS FOR EACH COMBINATION

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

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

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Tension in concrete:	Not considered in any case
Check	Result of Check
Reg	Number of current concrete sub-region of the cross section
Sc max (Sc lim)	Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]. Code limit stress Sc lim is shown between brackets
Xc max, Yc max	X-coordinae, Y-coordinate [cm] of concrete vertex corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
Ss min (Ss lim)	Min stress (- if tensile) in steel bars [Mpa], Code limit stress is shown between brackets
Xs min, Ys min	X-coordinae, Y-coordinate [cm] of bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
Ac eff	Effective tension area [cm2] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)
As eff	Area of tension steel bars [cm2] within Ac eff (for crack width control)
r eff	Geometrical ratio Ac eff/Ac [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	3.62 (18.0)	-50.0	60.0	-125.6 (360.0)	-27.1	9.3	1500	26.6	0.018

SLS CHARACTERISTIC - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Check	Section is assumed always cracked even if flexural tensile stress does not exceeds fctm
e1	Result of check
e2	Greater concrete tensile strain (tension is -) assessed in cracked section
k1	Lesser concrete tensile strain within the entire section (tension is -) assessed in cracked section
kt	= 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

k_4 = 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)]
 Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = $0.6 S_{max} / E_s$
 s_r max Max final crack [mm] spacing
 w_k Calculated value [mm] of crack width = $s_r \max^*(e_{sm} - e_{cm})$ [eq.(7.8)]. Limit value of w_k is shown between brackets
 $M_{X \text{ crack}}$ First cracking bending moment around X axis[kNm]
 $M_{Y \text{ crack}}$ First cracking bending moment around Y axis[kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	\emptyset	e sm - e cm	s r max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00079	0	0.500	22.0	0.00038 (0.00038)	490	0.184	206.81	0.00

Section name: Sezione_0.60 M22_appoggio.secEC Comb. n. 1 (U.L.S.)
 Edge cover long. bars: 8.2 cm Edge cover stirrups: 0.0 cm

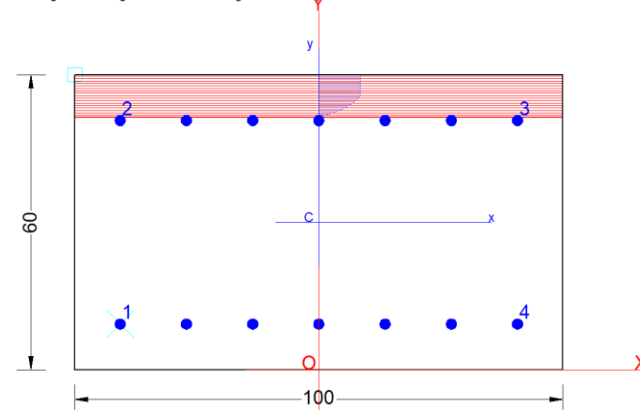


Figura 16: RC-SEC Verifica SLU

Riepilogo delle sollecitazioni massime:

$M_{Ed,max} = 280 \text{ kN.m}$;

Armatura inferiore/superiore adottata - **7 \emptyset 22/ per m'**

Momento resistente:

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

- Taglio Massimo

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

• Caratteristiche della sezione

$b_w = 1000$ mm	larghezza	$f_{yk} = 450$ MPa	resist. caratteristica
$h = 600$ mm	altezza	$\gamma_s = 1.15$	coeff. sicurezza
$c = 93$ mm	copriferro	$f_{yd} = 391.3$ MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 30$ MPa	resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:	
$\gamma_c = 1.50$	coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 7 \emptyset 22$	= 26.61 cm ²
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0 \emptyset$	= 0.00 cm ²
$d = 507$ mm	altezza utile	$A_{sl,3} = 0 \emptyset$	= 0.00 cm ²
$f_{cd} = 17.00$ MPa	resist. di calcolo		26.61 cm ²

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

$N_{ed} = 0.0$ kN $V_{ed} = 950.0$ kN

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

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

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

$$v_{\min} = 0.398$$

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

$$\rho_1 = 0.005$$

$$< 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd}$$

$$\sigma_{cp} = 0.00$$

$$\text{MPa}$$

$$f_{cd}$$

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

$$V_{Rd} = 248.3 \text{ kN};$$

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

$$V_{Rd} = 248.3 \text{ kN} \quad \text{valore di calcolo}$$

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

• Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

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

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

Armatura a taglio:

$$A_{sw}/s = \text{staffe } \emptyset \quad 16 \quad \text{mm con n}^\circ \text{ bracci (trasy)} \quad 4$$

$$\text{passo } 15 \quad \text{cm} = 0.536 \quad \text{cm}^2/\text{cm}$$

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

$$V_{Rsd} = 957.4 \text{ kN}$$

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

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

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

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

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

$$V_{Rd} =$$

$$957.4$$

$$>$$

$$950.0 \text{ kN}$$

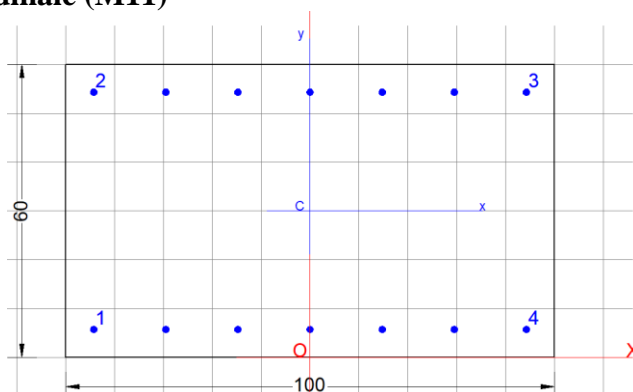
$$\text{c.s.} =$$

$$1.0$$

la sezione armata a taglio risulta verificata.

10.3.2.2 Sezione in campata

- Armatura longitudinale (M11)



GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION

Section Name: Sezione_0.60 M11_campata.secEC

Section description:

Section type:

Beam without stirrups

Reference code:

EC2/EC8 Italian Annex

Exposure Class:

XA2 - Chemical attack (moderately aggressive)

Stress path:

Constant axial force force to achieve bending ULS

Type of bending:

Uniaxial (neutral axis always parallel to Y axis of reference system)

Reference of assigned forces:

Principal axes y,y of inertia

MATERIALS DATA

CONCRETE -

Class:

C30/37

Design compressive strength 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	-44.3	5.7	14
2	-44.3	54.3	14
3	44.3	54.3	14
4	44.3	5.7	14

DATA OF LINEAR GENERATIONS OF LONGITUDINAL BARS

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

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

ULTIMATE LIMIT STATE - ASSIGNED DESIGN FORCES FOR EACH COMBINATION

Comb.N.	N d	Mx d	Vy d
1	0.00	70.00	0.00

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

Comb.N.	N	Mx	My
1	0.00	-50.00	0.00

CHECKS RESULTS

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

ULTIMATE LIMIT STATES - N-MX-MY CAPACITY CHECKS

Check	Result of check
N	Design axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx	Design bending moment [kNm] around x axis principal of inerzia
N ult	Axial force capacity [kN] (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis principal of inertia
S.F.	Safety Factor = vectorial ratio of (N ult, Mx ult, My ult) to (N, Mx, My). Check OK if ratio >=1.00
As Tension	Area [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	70.00	0.00	228.71	3.267	10.8(9.1)

ULTIMATE LIMIT STATE - BENDING AND AXIAL FORCE - STRAIN VALUES

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

ULTIMATE LIMIT STATE - POSITION OF NEUTRAL AXIS FOR EACH COMBINATION

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

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	1.57 (18.0)	-50.0	60.0	-92.1 (360.0)	29.5	54.3	1414	10.8	0.008

SLS CHARACTERISTIC - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	∅	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00052	0	0.500	14.0	0.00028 (0.00028)	482	0.133	-192.22	0.00

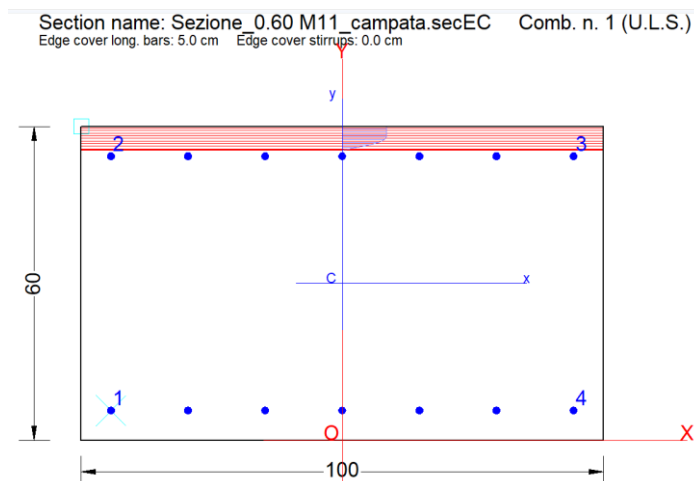


Figura 17: RC-SEC Verifica SLU

Riepilogo delle sollecitazioni massime:

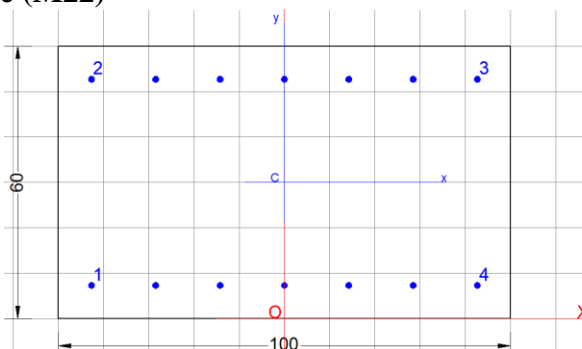
$M_{Ed,max} = 70 \text{ kN.m}$;

Armatura inferiore/superiore adottata - $7\text{Ø}14/ \text{per m}^2$

Momento resistente:

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

- **Armatura trasversale (M22)**



GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION
Section Name: Sezione_0.60 M22_campata.secEC

Section description:

Section type:

Reference code:

Exposure Class:

Stress path:

Type of bending:

Reference of assigned forces:

Beam without stirrups

EC2/EC8 Italian Annex

XA2 - Chemical attack (moderately aggressive)

Constant axial force force to achieve bending ULS

Uniaxial (neutral axis always parallel to Y axis of reference system)

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	-42.7	7.3	14
2	-42.7	52.7	14
3	42.7	52.7	14
4	42.7	7.3	14

DATA OF LINEAR GENERATIONS OF LONGITUDINAL BARS

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

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

ULTIMATE LIMIT STATE - ASSIGNED DESIGN FORCES FOR EACH COMBINATION

Comb.N.	N d	Mx d	Vy d
1	0.00	-75.00	0.00

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

Comb.N.	N	Mx	My
1	0.00	55.00	0.00

CHECKS RESULTS

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

ULTIMATE LIMIT STATES - N-MX-MY CAPACITY CHECKS

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

Comb.N.	Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.	As Tension
1	OK	0.00	-75.00	0.00	-228.35	3.045	21.6(8.8)

ULTIMATE LIMIT STATE - BENDING AND AXIAL FORCE - STRAIN VALUES

Comb.N.	ec max	ec*	Xc max	Yc max	es max	Xs max	Ys max	es min	Xs min	Ys min
1	0.00350	-0.01368	-50.0	0.0	-0.00138	-42.7	7.3	-0.03171	42.7	52.7

ULTIMATE LIMIT STATE - POSITION OF NEUTRAL AXIS FOR EACH COMBINATION

Comb.N.	a	b	c	x/d	D
1	0.000000000	-0.000668177	0.003500000	0.099	0.700

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]

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 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	1.86 (18.0)	-50.0	60.0	-104.8 (360.0)	-14.2	7.3	1593	10.8	0.007

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]

SLS CHARACTERISTIC - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	∅	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00062	0	0.500	14.0	0.00031 (0.00031)	576	0.181	189.87	0.00

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
∅ 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 = $sr \cdot \max(e sm - e cm)$ [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]

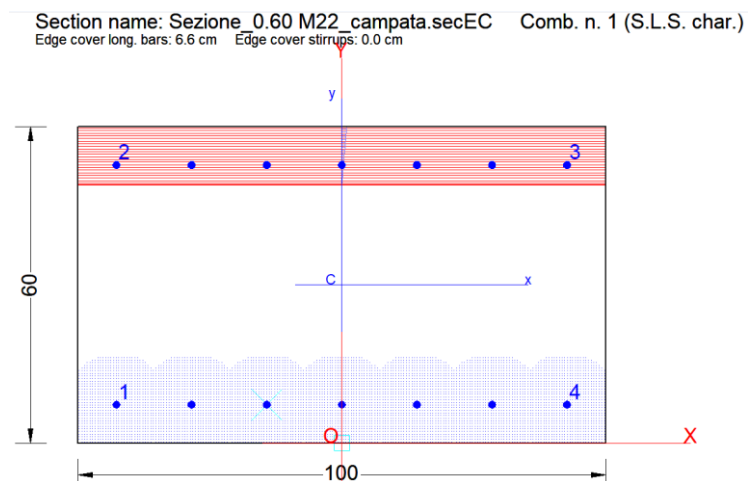


Figura 18: RC-SEC Verifica SLU

Riepilogo delle sollecitazioni massime:

$M_{Ed,max} = -75 \text{ kN.m}$;

Armatura inferiore/superiore adottata - $7\text{Ø}14/ \text{ per m}^2$

Momento resistente:

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

10.4 Verifica dei cedimenti

10.4.1 Plinto di fondazione F1

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

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

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

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

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

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

Reazioni							
Cond. Di carico	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
SLE_Rare	LinStatic	-3.54	-16.18	96.92	126.91	-10.29	0.02

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

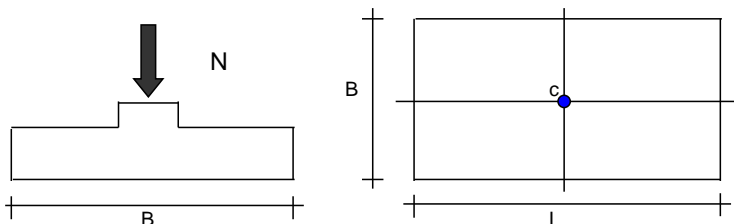
$$PP = B \times L \times H_{\text{fond.}} \cdot \rho_c + B \times L \times H_{\text{rinterro}} \cdot \gamma + (B+0.2) \times (L+0.2) \times H_{\text{magrone}} \cdot \rho_c' = 2.4 \times 2.0 \times 0.6 \times 25 + 2.4 \times 2.0 \times 0.90 \times 19.0 + 2.6 \times 2.2 \times 0.1 \times 20 = \mathbf{165.52 \text{ kN}}$$

Il carico verticale totale è dunque pari a:

$$N = 96.92 + 165.52 = 262.44 \text{ kN}$$

CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE RETTANGOLARE

LAVORO:



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

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

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

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

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

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

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

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

DATI DI INPUT:

B = 2.40 (m) (Larghezza della Fondazione)
L = 2.00 (m) (Lunghezza della Fondazione)
N = 262 (kN) (Carico Verticale Agente)
q = 54.58 (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	ν	δ _{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	WRs1	1.60	0.0	1.6	1.0	10000	0.30	0.32
2	WRa1	6.40	1.6	8.0	1.0	15000	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			-

$$\delta_{ctot} = 0.69 \text{ (cm)}$$

Il cedimento totale di 0.69 cm inferiore a 3 cm risulta compatibile con il funzionamento dell'opera. Non è quindi necessario valutare il decorso del cedimento nel tempo.

10.4.2 Soletta di fondazione F2

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

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

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

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

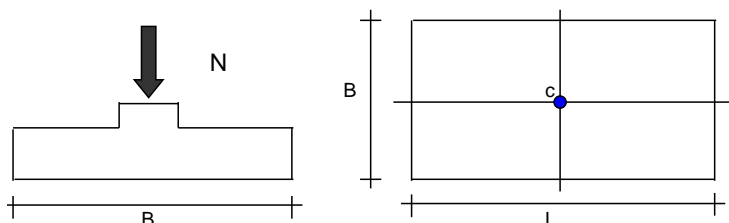
Si riportano le azioni massime di progetto nelle combinazioni SLE, come previsto al 6.4.2.2 dell'NTC18, riferite rispetto al baricentro della fondazione.

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

Reazioni							
Cond. Di carico	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
SLE_Rare_1	LinStatic	-3.08	-26.19	503.76	185.97	90.58	-5.49

CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE RETTANGOLARE

LAVORO:



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

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

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

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

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

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

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

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

DATI DI INPUT:

B = 2.50 (m) (Larghezza della Fondazione)

L = 3.65 (m) (Lunghezza della Fondazione)

N = 504 (kN) (Carico Verticale Agente)

q = 55.23 (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	ν	δ _{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	WRs1	1.60	0.0	1.6	1.0	10000	0.30	0.30
2	WRa1	6.40	1.6	8.0	1.0	15000	0.30	0.55
-			0.0	0.0	1.0			-
-			0.0	0.0	1.0			-
-			0.0	0.0	1.0			-
-			0.0	0.0	1.0			-

$$\delta_{ctot} = 0.86 \text{ (cm)}$$

Il cedimento totale di 0.86 cm inferiore a 3 cm risulta compatibile con il funzionamento dell'opera. Non è quindi necessario valutare il decorso del cedimento nel tempo.

10.5 Incidenza armature

10.5.1 Plinto di Fondazione F1

Plinto di fondz 0.60

H _{sez1}	0.6	m
B _{sez}	2.4	m
L _{sez1}	2	m
Vol. per m di trave	2.88	m ³

Ferri di plinto di fond 0.60 x 2.40 x 2.00

	φ	A	n° barre	peso
	mm	m ²	-	kg/m
Armatura superiore (lato lungo)	16	0.000201	14	22.097
Armatura inferiore (lato lungo)	16	0.000201	14	22.097
Armatura superiore (lato corto)	16	0.000201	14	44.193
Armatura inferiore (lato corto)	16	0.000201	14	22.097
Staffe	12	0.000113	14	25.853
Incidenza plinto	74.44	kg/m³		

10.5.2 Soletta di Fondazione F2

10.5.2.1 Sezione appoggio (nodo del pensiline)

Platea di fondz 0.60

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

Ferri di Soletta di fond 0.60 x 1.00

	φ	A	n° barre	peso
	mm	m ²	-	kg/m
Armatura superiore (lato lungo)	16	0.000201	7	11.048
Armatura inferiore (lato lungo)	16	0.000201	7	11.048
Armatura superiore (lato corto)	22	0.00038	7	41.777
Armatura inferiore (lato corto)	22	0.00038	7	20.888
Armatura trasversale	16	0.000201	7	22.981
Incidenza Platea	226.51	kg/m³		

10.5.2.2 Sezione in campata

Platea di fondz 0.60

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

Ferri di Soletta di fond 0.60 x 1.00

	φ	A	n° barre	peso
	mm	m ²	-	kg/m
Armatura superiore (lato lungo)	14	0.000154	7	8.459
Armatura inferiore (lato lungo)	14	0.000154	7	8.459
Armatura superiore (lato corto)	14	0.000154	7	16.918
Armatura inferiore (lato corto)	14	0.000154	7	8.459
Armatura trasversale	0	0	0	0.000
Incidenza Platea	101.06	kg/m³		

Incidenza media: 1/3x230 + 2/3x105 = 150 kg/m³



**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	CLFV1100001	A	93 di 93