

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA  
LEGGE OBIETTIVO N. 443/01  
LINEA A.V. /A.C. TORINO – VENEZIA Tratta MILANO – VERONA  
Lotto Funzionale Brescia-Verona  
PROGETTO DEFINITIVO**

AC – Viadotto Chiese  
Pila circolare  $\phi 3.60$  m  
Impalcati a 4 cassoncini 30 m -  $i = 4.5$  m  
Fondazioni profonde a 9 pali  $\phi 1200$   
Relazione Statica



IL PROGETTISTA INTEGRATORE

**saipem spa**  
Tommaso Taranta  
Dottore in Ingegneria Civile Iscritto all'albo  
degli Ingegneri della Provincia di Milano  
al n. A23408 - Sez. A Settore:  
a) civile e ambientale b) industriale c) dell'informazione  
Tel. 02.52020557 - Fax 02.52020309  
C.F. e P.IVA 00825790157

ALTA SORVEGLIANZA



Verificato	Data	Approvato	Data

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

I	N	0	5	0	0	D	E	2	C	L	V	I	0	0	0	5	0	5	2	0
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

PROGETTAZIONE GENERAL CONTRACTOR									Autorizzato/Data
Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Consorzio <b>Cepav due</b> Project Director (Ing. F. Lombardi) Data: _____
0	31.03.14	Emissione per CdS	SANGALLI	31.03.14	BERETTA	31.03.14	LAZZARI	31.03.14	

SAIPEM S.p.a. COMM. 032121

Data: 31.03.14

Doc. N.: 21603\_01.doc



Progetto cofinanziato  
dalla Unione Europea

CUP: F81H91000000008

Doc. N. 21603_01	Progetto IN05	Lotto 00	Codifica Documento DE2CLVI0005052	Rev. 0	Foglio 2 di 40
------------------	------------------	-------------	---	-----------	-------------------

## INDICE

1. GENERALITÀ .....	3
2. NORMATIVE.....	7
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	8
3.1 Calcestruzzo .....	8
3.2 Acciaio .....	8
4. ANALISI DEI CARICHI .....	10
4.1 Impalcato: 4 cassoni L= 30 m - i = 4.5 m .....	10
4.2 Pila: Pila circolare $\phi$ 3.60 m.....	10
4.3 Carichi accidentali: dislocazioni dei convogli ferroviari.....	13
4.4 Interazione treno/binario/struttura .....	14
4.4.1 Avviamento e frenatura.....	14
4.4.2 Inflexione dell'impalcato per carichi verticali da traffico ferroviario.....	15
4.4.3 Sollecitazioni longitudinali da azioni termiche.....	16
4.5 Azione centrifuga.....	17
4.6 Serpeggio .....	17
4.7 Vento trasversale.....	17
4.8 Azioni indirette .....	18
5. GRUPPI E COMBINAZIONI DI CARICO.....	19
5. 1 Simultaneità delle azioni da traffico - Gruppi di carico.....	19
5.2 Combinazioni di carico .....	21
6. SOLLECITAZIONI DA SISMA .....	23
6.1 Calcolo delle sollecitazioni a base pila e sui pali secondo istruzione F.S. 44/B (sismica).....	23
7. PLINTI DI FONDAZIONE: SOLLECITAZIONI MASSIME E VERIFICHE.....	27
7.1 Plinto 9.20 x 9.20 m h = 2.30 m su 9 pali $\phi$ 1200 .....	27
7.1.1 Plinto 9.20 x 9.20 m h = 2.30 m su 9 pali $\phi$ 1200 ; verifiche statiche .....	31
8. PILA; SOLLECITAZIONI MASSIME E VERIFICHE .....	34
8.1 Esercizio; verifiche statiche .....	36
8.2 Sisma s=6; verifiche statiche .....	39

## 1. GENERALITÀ

Il documento in esame riporta, per le tipologie di pile e di plinti esaminati:

- la verifica della pila
  - le verifiche dei plinti (del plinto)
  - le sollecitazioni massime in testa pali (nel caso di plinti su pali)
  - le massime pressioni di contatto plinto / terreno (nel caso di fondazioni dirette)
- per l'impalcato a 4 cassoni  $L = 30 \text{ m}$  -  $i = 4.5 \text{ m}$  gravante su pila circolare  $\phi 3.60 \text{ m}$ .

La geometria delle pile e dell'impalcato è caratterizzata da:

- interasse pile =  $30 \text{ m}$ ,
- impalcato su luce di  $27.8 \text{ m}$  costituiti da 4 cassoncini  $L = 30 \text{ m}$  -  $i = 4.5 \text{ m}$ ,
- interasse binari =  $4.5 \text{ m}$ .

Le pile in esame sono presenti nei viadotti di cui alla tabella seguente: si riporta nella stessa:

- l'altezza massima e minima delle pile sul generico viadotto (con altezza si intende la distanza Quota Piano Ferro – Estradosso Plinto);
- la categoria sismica del sito in cui sorge il viadotto;
- il raggio planimetrico minimo del tracciato in corrispondenza del viadotto;

Viadotto	Categoria sismica	$H_{\min}$ Pile	$H_{\max}$ Pile	$R_{\min}$ tracciato
		[m]	[m]	[m]
Chiese	terza cat.	9.73	11.29	3700

Si ricordano inoltre i seguenti dati geometrici, validi per la pila in esame:

- altezza Piano Ferro – Intradosso trave =  $3.7 \text{ m}$
- altezza complessiva appoggi + baggioli =  $0.4 \text{ m}$
- altezza pulvino =  $4.25 \text{ m}$

Nella analisi svolte nel proseguio del presente documento si assumerà:

- pile con altezza variabile fra :
  - o 9.5 m (altezza fusto 1.15 m) e:
  - o 11.5 m (altezza fusto 3.15 m)
- raggio planimetrico ai fini dello studio dell'azione centrifuga: 3700 m
- velocità massima di progetto per il convoglio LM71:  $V_{LM71} = 253.22 \text{ Km/h}$

Si fa notare come alcune delle precedenti assunzioni risultino prudenziali.

Le sollecitazioni massime a base pila ed in testa alla palificata vengono desunte con il programma di calcolo **PILE** (diffusamente utilizzato e testato nell'ambito della progettazione costruttiva della tratta AV Milano\_Bologna); in particolare, per la condizione d'esercizio e per le condizioni sismiche ( $S = 6$ ) vengono restituite:

*a) a base pila sei combinazioni di carico:*

- combinazione che produce il massimo carico verticale,
- combinazione che produce il minimo carico verticale,
- combinazione che produce il massimo momento flettente longitudinale  $M_L$ ,
- combinazione che produce il massimo momento flettente trasversale  $M_T$ ,
- combinazione che produce il massimo momento flettente  $[\sqrt{(M_L^2 + M_T^2)}]$ ,
- combinazione che produce il massimo taglio  $[\sqrt{(T_L^2 + T_T^2)}]$ .

*b) in testa ai pali tre combinazioni di carico (fondazioni su pali):*

- combinazione che produce il massimo carico verticale sul palo più sollecitato,
- combinazione che produce il minimo carico verticale sul palo meno sollecitato,
- combinazione che produce il massimo taglio in testa alla palificata  $[\sqrt{(T_L^2 + T_T^2)}]$ .

*c) a base plinto (fondazioni dirette):*

- combinazione che produce la massima pressione di contatto plinto/terreno,

Vengono esaminati 1 plinto di fondazione; ovvero:

- plinto 9.20 x 9.20 m h = 2.30 m su 9 pali  $\phi 1200$  (cfr. par. 7.1)

Le tabelle di sollecitazione riportate nei successivi paragrafi contengono:

- $N$  (kN) = carico verticale a base pila o in testa ai pali,
- $M_L$  (kN.m) = momento longitudinale a base pila o in testa ai pali,
- $M_T$  (kN.m) = momento trasversale a base pila o in testa ai pali,
- $T_L$  (kN) = taglio longitudinale a base pila o in testa ai pali,
- $T_T$  (kN) = taglio trasversale a base pila o in testa ai pali,
- una serie di identificatori della combinazione di carico trattata,
- il coefficiente di duttilità  $\beta$  in scenario sismico.

Le tabelle che riportano le sollecitazioni massime in testa pali contengono altresì:

- $Q_{\max}$  (kN) = carico verticale sul palo più sollecitato,
- $Q_{\min}$  (kN) = carico verticale sul palo meno sollecitato,

Posto:

- $n$  = numero dei pali,
- $W_L$  = modulo di resistenza longitudinale della palificata,
- $W_T$  = modulo di resistenza trasversale della palificata,

si utilizzano le ovvie espressioni:

- $Q_{\max} = N/n + M_l/W_L + M_t/W_T$ ,
- $Q_{\min} = N/n - M_l/W_L - M_t/W_T$ .

Le tabelle che riportano le pressioni di contatto fra le fondazioni dirette ed il terreno contengono altresì:

- $\sigma_{t,\max}$  (N/mm<sup>2</sup>) = massima pressione di contatto plinto/terreno,
- $\sigma_{t,\min}$  (N/mm<sup>2</sup>) = minima pressione di contatto plinto/terreno,
- $\sigma_{t,\text{med}}$  (N/mm<sup>2</sup>) = pressione di contatto media plinto/terreno,

Posto:

- $A_p$  = area di base fondazione diretta,
- $W_L$  = modulo di resistenza longitudinale plinto,
- $W_T$  = modulo di resistenza trasversale plinto,

si utilizzano le ovvie espressioni:

- $Q_{\max} = N/A_p + M_l/W_L + M_t/W_T$ ,
- $Q_{\min} = N/A_p - M_l/W_L - M_t/W_T$ .

Le tabelle sono compilate adottando l'ipotesi di plinto con altezza del terreno di ricoprimento pari a **0.50 m** : si analizza il caso più frequente. Nel caso di ricoprimenti diversi da 0.50 m si utilizzino le tabelle di sollecitazioni di cui al seguente paragrafo 7 e le ovvie espressioni correttive riportate nello stesso al fine di correggere l'entità del carico verticale complessivo presente in testa alla palificata.

Il massimo carico verticale in testa al singolo palo deve risultare:

$$Q_{max, limite} \leq 4800 \text{ kN.}$$

*Le tabelle riportate nei paragrafi 7 e 8 indagano ovviamente una numerosa casistica di altezze pila; rimane compito dell'utilizzatore delle tabelle di sollecitazione verificare il non superamento del carico limite sul palo più sollecitato.*

NOTA: nel proseguo del presente documento il calcolo delle strutture in elevazione (pila e pulvino) viene condotto con riferimento ad un  $R_{ck} 35 \text{ N/mm}^2$  . Il dimensionamento rimane tuttavia invariato se si adotta una classe di resistenza pari a  $37 \text{ N/mm}^2$  .

Doc. N. 21603_01	Progetto IN05	Lotto 00	Codifica Documento DE2CLVI0005052	Rev. 0	Foglio 7 di 40
------------------	------------------	-------------	---	-----------	-------------------

## 2. NORMATIVE

Nell'esecuzione dei calcoli si fa riferimento alla legislazione vigente con particolare riferimento alle seguenti normative:

a) D.M. 09.01.96 "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche"

b) D.M. 11.03.1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate".

c) Istruzioni F.S. 44 b.: "Istruzioni Tecniche per manufatti sotto binario da costruire in zona sismica" *14 Novembre 1996.*

d) UNI 10018/85 "Apparecchi di appoggio in gomma e PTFE nelle costruzioni; istruzioni per il calcolo e l'impiego"

e) ITALFERR SiS T.A.V.: "Manuale di Progettazione sez. VII" (rev. 4)

f) Ferrovie dello Stato: "Sovraccarichi per il calcolo dei Ponti Ferroviari - Istruzioni per la Progettazione, l'esecuzione e il Collaudo" - *13 Gennaio 1997.*

g) D.M. 16.01.96 "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche"

### 3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

#### 3.1 Calcestruzzo

Per il fusto pila e per il pulvino si adotta un calcestruzzo di classe:

- $R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$ ,
- $\sigma_{c,lim} = 6.0 + (35-15)/4 = 11.000 \text{ N/mm}^2$ ,
- $\tau_{c,0} = 0.40 + (35-15)/75 = 0.667 \text{ N/mm}^2$ ,
- $\tau_{c,1} = 1.40 + (35-15)/35 = 1.971 \text{ N/mm}^2$ ,

Per il plinto di fondazione e per i pali si adotta un calcestruzzo di classe:

- $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ ,
- $\sigma_{c,lim} = 6.0 + (30-15)/4 = 9.750 \text{ N/mm}^2$ ,
- $\tau_{c,0} = 0.40 + (30-15)/75 = 0.600 \text{ N/mm}^2$ ,
- $\tau_{c,1} = 1.40 + (30-15)/35 = 1.829 \text{ N/mm}^2$ ,

#### 3.2 Acciaio

Si adotta acciaio FeB44 K per diametri  $\phi \leq 26 \text{ mm}$  con:

- $f_{yk} = 430 \text{ N/mm}^2$ ,
- $\sigma_{s,lim} = 255 \text{ N/mm}^2$ .

Si adotta acciaio FeB38 K per diametri  $\phi > 26 \text{ mm}$  con:

- $f_{yk} = 373 \text{ N/mm}^2$ ,
- $\sigma_{s,lim} = 216 \text{ N/mm}^2$ .



La tensione ammissibile  $\sigma_s$  dell'acciaio e l'interfero massimo sono funzione del diametro dei tondi come riportato nella seguente tabella ricavata dalle vigenti norme ferroviarie:

Diametro delle barre [mm]	Tensione $\sigma_s$ dell'acciaio [N/mm <sup>2</sup> ]	Massimo interasse delle barre [mm]
20	$\leq 220$	200
22	$\leq 205$	225
24	$\leq 190$	250
26	$\leq 180$	266
28	$\leq 170$	288
30	$\leq 160$	300

Si ricorda che la tensione massima dell'acciaio teso riportata in tabella è relativa alle sollecitazioni ottenute utilizzando le combinazioni TA1 e TA2; sono pertanto escluse da tale limite le sollecitazioni dovute al sisma.

Agli effetti del controllo dei fenomeni di fatica, se le tensioni di esercizio rientrano nella limitazione  $\sigma_{\min} < 2 * \sigma_{\max} / 3$ , le tensioni limite vengono ridotte secondo l'espressione:

$$- \sigma_{\text{amm}} = 0.75 * \sigma_s * (1 + 0.5 * \sigma_{\min} / \sigma_{\max}) \geq 0.75 * \sigma_s = 0.75 * 255 = 191.3 \text{ N/mm}^2$$

dove  $\sigma_s$  è la tensione limite dell'armatura in esercizio.

Si adottano copriferri pari a:

- 40 mm fusto pila e per il pulvino,
- 40 mm fusto plinto di fondazione,
- 60 mm per i pali di fondazione.

#### 4. ANALISI DEI CARICHI

##### 4.1 Impalcato: 4 cassoni L= 30 m - i = 4.5 m

Nel seguito si riportano i soli dati salienti ai fini del calcolo delle sollecitazioni agenti sulle pile e sui plinti; gli stessi sono deducibili dalla relazione di calcolo dell'impalcato in oggetto (documento 21566\_01).

ALTEZZA (da intradosso a piano ferro)	3.7	m
CARICHI PERMANENTI	457	kN/m
ROTAZIONE ESTREMITA' IMPALCATO TRENO LM71 (2 binari)	0.00060	rad
ROTAZIONE ESTREMITA' IMPALCATO treno SW/2 (2 binari)	0.00064	rad
DISTANZA ESTRADOSSO IMPALCATO DA CENTRO APPOGGI	3	m
DISTANZA ESTRADOSSO IMPALCATO DA BARICENTRO IMPALCATO	1.06	m
DISTANZA ASSE APPOGGI DA ASSE PILA	1.1	m
BARICENTRO MASSE PERMANENTI (da intradosso)	2.49	m

##### 4.2 Pila: Pila circolare $\phi 3.60$ m

Il peso del fusto pila vale:

$$A = 10.17876 \text{ m}^2,$$

$$g = 10.17876 * 25.00 = 254.47 \text{ kN/m},$$

$$J_L = 8.245 \text{ m}^4; \text{ momento d'inerzia longitudinale},$$

$$J_T = 8.245 \text{ m}^4; \text{ momento d'inerzia trasversale}.$$

Assumendo:

- armatura della pila = 126 barre  $\phi 25$  (si vedano le pagine seguenti).
- $R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$ ,
- $f_{yk} = 430 \text{ N/mm}^2$ ,

si perviene a:

$$M_{r,L} = 33747 \text{ kN.m}; \text{ momento di rottura in direzione longitudinale},$$

$$M_{r,T} = 33747 \text{ kN.m}; \text{ momento di rottura in direzione trasversale}.$$

Il peso del pulvino vale (si considera il varco da 40 cm testa pulvino/intradosso impalcato pieno):

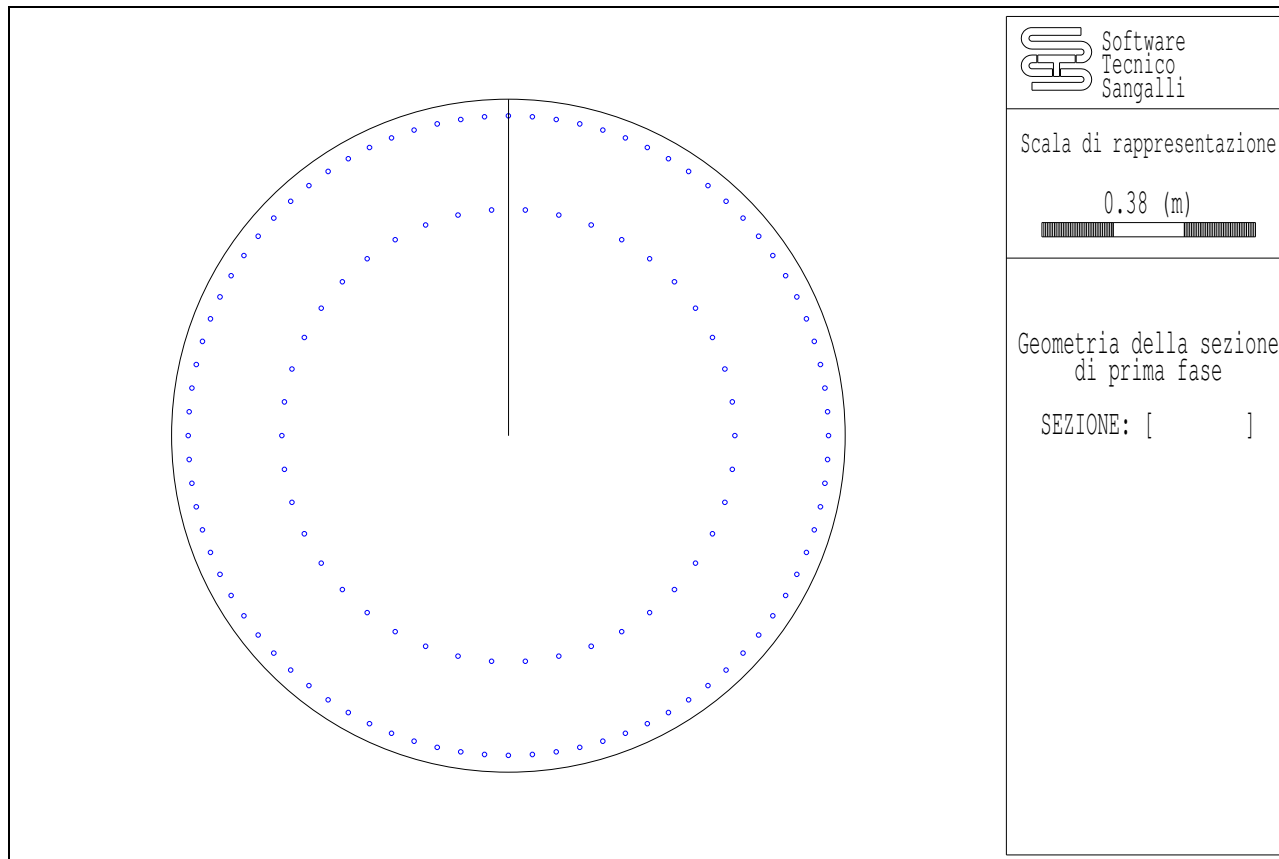
- parte inferiore:  $3.25 * [(A_{fusto} + A_{pulgino}) / 2] = 3.25 * [(10.179 + 4.30 * 10.0) / 2] = 86.41 \text{ m}^3$ ,
- parte superiore:  $1.4 * (4.30 * 10.0) = 60.2 \text{ m}^3$ ,
- totale pulvino:  $86.41 \text{ m}^3 + 60.2 \text{ m}^3 = 146.61 \text{ m}^3$ .

Si assume un'altezza del pulvino (distanza fra testa fusto pila e intradosso impalcato) pari a:

$$H_{pulgino} = 0.4 + 4.25 = 4.65 \text{ m}$$

Il baricentro del pulvino è ubicato a: 5.45 m da piano ferro.

Doc. N. 21603\_01

Progetto  
IN05Lotto  
00Codifica  
Documento  
DE2CLVI0005052Rev.  
0Foglio  
11 di 40**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE TRASVERSALE**

Diametro della sezione = 360.0 cm

84 tondi  $\phi 25$  mm su una circonferenza di diametro 342.0 cm42 tondi  $\phi 25$  mm su una circonferenza di diametro 242.0 cmArea armatura normale del profilo di 1°/2° fase = 618.5 (mm<sup>2</sup>)

Ascissa X del baricentro armatura normale = 0.000 (m)

Ordinata Y del baricentro armatura normale = 0.000 (m)

Sezione di solo calcestruzzoArea della sezione = **10.17876** (m<sup>2</sup>)

Ascissa X del baricentro sezione = 0.000 (m)

Ordinata Y del baricentro sezione = 0.000 (m)

Momento d'Inerzia principale massimo = **8.24480** (m<sup>4</sup>)Momento d'Inerzia principale minimo = **8.24480** (m<sup>4</sup>)



Doc.N. 21603_01	Progetto IN05	Lotto 00	Codifica Documento DE2CLVI0005052	Rev. 0	Foglio 12 di 40
-----------------	------------------	-------------	---	-----------	--------------------

### SEZIONI CIRCOLARI E ANULARI - VERIFICA A ROTTURA

#### Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio = 210000.0 (N/mm<sup>2</sup>)  
 Resistenza cubica del calcestruzzo:  $R_{ck} = 35.00$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 Soglia di snervamento acciaio:  $F_{yk} = 430.00$  (N/mm<sup>2</sup>)

#### Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo : Stress-Block Rettangolare  
 Altezza dello Stress-Block Rettangolare = 0.8Y  
 Legge costitutiva dell'acciaio normale : Bilineare  
 Allungamento ultimo acciaio = 1.0 %  
 Coefficiente di sicurezza calcestruzzo :  $\gamma_c = 1.6$   
 Coefficiente di sicurezza acciaio :  $\gamma_s = 1.15$   
 Termine di lunga durata :  $F_1 = 0.85$   
 Rapporto  $R_{cyl}/R_{cubo}$  :  $F_2 = 0.83$   
 Resistenza di progetto calcestruzzo :  $F_1 \cdot F_2 \cdot R_{cubo} / \gamma_c = 0.44 R_{cubo}$   
 Resistenza di progetto dell'acciaio :  $F_{sd} = F_{yk} / \gamma_s = 0.87 F_{yk}$

#### Resistenze di progetto

Calcestruzzo = 15.43 (N/mm<sup>2</sup>)  
 Acciaio = 373.91 (N/mm<sup>2</sup>)

#### Condizione di carico 1

Momento di Progetto  $M_d = 100.0$  (KN.m)  
 Sforzo di Progetto  $N_d = 0.0$  (KN)  
 Distanza asse neutro da lembo compresso = 64.0 cm  
 Momento di Rottura  $M_r = 33747.0$  (KN.m)  
 Sforzo di Rottura  $N_r = 38.9$  (KN)  
 Rottura nel Dominio 2  
 Rapporto  $M_r/M_d = 337.47$

### 4.3 Carichi accidentali: dislocazioni dei convogli ferroviari.

L'analisi delle sollecitazioni indotte sulla generica pila del viadotto ferroviario a due binari, viene effettuata considerando le ipotesi di seguito riportate.

Si considerano presenti, nel caso di due binari caricati, un treno di progetto LM71 affetto dal coefficiente di adattamento  $\alpha=1.1$  e un treno SW/2 con  $\alpha=1.0$ . Il convoglio LM71 è opportunamente segmentato sulle due campate adiacenti alla pila al fine di massimizzare la risultante verticale sulla stessa; per il treno SW/2 si determina la posizione sul viadotto che induce nella pila la sollecitazione assiale massima. Nel caso di un solo binario carico si utilizzano, alternativamente, i convogli LM71 e SW/2.

Vengono esaminate le cinque seguenti dislocazioni di carico:

- a) Load 1: due binari caricati su entrambe le campate con i convogli LM71 e SW/2 sopra descritti;
- b) Load 2: due binari caricati su una sola campata con i convogli LM71 e SW/2 sopra descritti con le azioni orizzontali (frenatura, avviamento, resistenze parassite dei vincoli, interazione treno-binario-struttura) dirette nella direzione che origina a base pila azioni flessionali concordi a quelle originate dai carichi verticali eccentrici;
- c) Load 3: un binario caricato su entrambe le campate con il convoglio LM71;
- d) Load 4: un binario caricato su entrambe le campate con il convoglio SW/2;
- e) Load 5: due binari caricati su una sola campata con i convogli LM71 e SW/2 sopra descritti con le azioni orizzontali (frenatura, avviamento, resistenze parassite dei vincoli, interazione treno-binario-struttura) dirette nella direzione che origina a base pila azioni flessionali discordi a quelle originate dai carichi verticali eccentrici (ovviamente le azioni orizzontali di questo load sono maggiori di quelle utilizzate nel caso b).

Le cinque dislocazioni sopra descritte massimizzano rispettivamente la sollecitazione verticale, la flessione longitudinale, la flessione trasversale e le spinte longitudinali associate alla presenza dei convogli ferroviari.

Doc. N. 21603_01	Progetto IN05	Lotto 00	Codifica Documento DE2CLVI0005052	Rev. 0	Foglio 14 di 40
------------------	------------------	-------------	---	-----------	--------------------

#### 4.4 Interazione treno/binario/struttura

Le massime spinte in sommità alla pila da:

- frenatura ed avviamento convogli ferroviari (SW/2 e LM 71),
- inflessione generata dei convogli ferroviari,
- variazioni termiche dell'impalcato,

si desumono dall'allegato **B** delle nuove Norme F.S.

##### 4.4.1 Avviamento e frenatura

Per la frenatura si assume l'espressione:

$$F_{hp0,f} = \alpha_{hp1} * L_Q * Q_{lb,k}$$

$\alpha_{hp1} = 1$  nel caso di viadotto con un numero di campate  $\geq 4$  (treno di progetto LM71).

$\alpha_{hp1} = 0.8$  nel caso di viadotto con un numero di campate  $\geq 4$  (treno di progetto SW/2).

Considerando in frenatura il convoglio SW/2 si perviene a:

$$F_{hp0,f} = 0.80 * 25.0 * 35 \text{ kN/m} = 700 \text{ kN.}$$

Considerando in frenatura il convoglio LM71 si perviene a:

$$F_{hp0,f} = 1.0 * 30 * 20 \text{ kN/m} = 600 \text{ kN.}$$

Per l'avviamento si assume l'espressione:

$$F_{hp0,a} = \alpha_{hp4} * L_Q * Q_{la,k}$$

$\alpha_{hp4} = 0.5$  nel caso di campate con luce = 30 m.

Considerando in avviamento il convoglio SW/2 si perviene a:

$$F_{hp0,a} = 0.5 * 25.0 * 33 \text{ kN/m} = 412.5 \text{ kN.}$$

Considerando in avviamento il convoglio LM 71 si perviene a:

$$F_{hp0,a} = 0.5 * 30 * 33 \text{ kN/m} = 495 \text{ kN}$$

Gli effetti di frenatura ed avviamento generati da due convogli in opposizione di marcia (sono però concordi le azioni di frenatura-avviamento) sono pari a:

$$F_{hp0} = F_{hp0,f} + F_{hp0,a} = 1195 \text{ kN.}$$

#### 4.4.2 Inflessione dell'impalcato per carichi verticali da traffico ferroviario

La presente azione si considera applicata in corrispondenza del piano ferro.

Si adotta la seguente espressione:

$$F_{vp0} = \alpha_{vp1} \cdot \beta \cdot \left( \sqrt{\frac{q_f}{\delta_f}} + \sqrt{\frac{q_m}{\delta_m}} \right) \cdot \delta_0$$

I simboli di  $F_{vp0}$  hanno il seguente significato e valore:

$E_b = 21000 \text{ kN/cm}^2$ ; Modulo Elastico dell'acciaio delle rotaie,

$A_b = 2 * 76.86 = 153.72 \text{ cm}^2$ ; area della sezione del binario (due rotaie),

$\beta = \sqrt{(E_b * A_b)} = 1796.7$ ,

Le sollecitazioni indotte dal termine d'inflessione dell'impalcato sono calcolate automaticamente dal programma di calcolo **PILE**; nello stesso si è assunto:

$\theta_{0,LM71} = 0.00060 \text{ rad}$ ; rotazione estremità impalcato (2 binari) indotta dal treno LM71 [\*],

$\theta_{0,SW/2} = 0.00064 \text{ rad}$ ; rotazione estremità impalcato (2 binari) indotta dal treno SW/2 [\*],

Le azioni longitudinali da inflessione impalcato esercitano delle spinte che si contrappongono alle flessioni generate dall'eccentricità dei carichi verticali. In particolare tali azioni orizzontali sulla pila vengono ignorate nei loads 1, 3 e 4 (per la contemporanea presenza dei convogli ferroviari sulle due campate adiacenti alla pila) e nel load 2 in quanto effetto contrastante all'inflessione della pila (la spinta è diretta verso l'esterno della campata).

Le azioni orizzontali sono invece considerate nel load 5 che determina il massimo taglio longitudinale sulla pila (azioni orizzontali concordi verso l'esterno della campata).

---

[\*] Si veda il documento relativo all'impalcato ferroviario.

Doc. N. 21603_01	Progetto IN05	Lotto 00	Codifica Documento DE2CLVI0005052	Rev. 0	Foglio 16 di 40
------------------	------------------	-------------	---	-----------	--------------------

#### 4.4.3 Sollecitazioni longitudinali da azioni termiche

La presente azione si considera applicata in corrispondenza del piano ferro.

*Di seguito si considera come prima pila la pila accostata alla spalla munita di appoggi fissi, si considera pertanto come ultima pila la pila accostata alla spalla munita di appoggi scorrevoli.*

Dalle Nuove Norme F.S. si desume:

$$F_{ts} = \beta * \alpha_{ts1} * \alpha_{ts2} * \alpha_{ts3} * L * q * n;$$

essendo:

$K_{vs} = \infty$ ; rigidezza infinita della spalla,

$\alpha_{ts1} = 0.55$  nel caso di  $\delta t = 15$  °C,

$\alpha_{ts2} = 1.00$  (rigidezza massima della spalla),

$\alpha_{ts3} = 0.80$  nel caso di viadotto con un numero di campate  $\geq 3$ ,

$L =$  luce della campata = 30 m,

$q =$  resistenza allo scorrimento longitudinale del binario scarico = 20.00 kN/m,

$n =$  numero binari,

$\beta = 0.40$  nel caso dell'ultima pila,

$\beta = 0.20$  nel caso della penultima e della prima pila,

$\beta = 0.00$  nel caso delle pile intermedie,

risulta:

$$F_{ts} = 0.55 * 1.000 * 0.80 * 30 * 20.00 * 2 = 528 \text{ kN},$$

$$H_{pila,t} = 0.40 * 528 = 211.2 \text{ kN per l'ultima pila},$$

$$H_{pila,t} = 0.20 * 528 = 105.6 \text{ kN per la prima e la penultima pila},$$

$$H_{pila,t} = 0.00 \text{ per le pile intermedie}.$$



#### 4.5 Azione centrifuga

L'azione centrifuga associata al transito dei convogli ferroviari, viene determinata con la seguente formula che interessa tutti i treni in transito sulle due campate adiacenti alla pila:

$$Q_{tk} = \sum_{\text{treni}} V^2 / (127 * r) * (f * Q_k)$$

dove si è indicato con:

- V = la velocità di progetto associata ai convogli ferroviari  
(253.219 km/h per il treno LM/71 e 100 km/h per il treno SW/2);
- r = raggio di curvatura planimetrico del viadotto (3700 m);
- f = fattore di riduzione (0.59 per il treno LM/71 e 1.00 per il treno SW/2);
- $Q_k$ : azione verticale sulla pila esercitata dal singolo treno.

L'azione centrifuga è calcolata assumendo:

- coefficiente  $\alpha$  moltiplicatore dei modelli di carico verticale pari a 1.00;
- coefficienti di incremento dinamico  $\phi_3 = 1.00$ .

L'azione centrifuga si considera agente in direzione trasversale alla pila e applicata a +1.80 m al di sopra del piano ferro.

#### 4.6 Serpeggio

La forza trasversale indotta dal serpeggio è pari a 100 kN per ogni binario interessato dalla presenza dei convogli ferroviari. Tale forza orizzontale, non affetta dai coefficienti  $\alpha$  e  $\phi_3$ , è applicata a livello di piano ferro. In particolare l'azione da serpeggio risulta di 200 kN per i loads 1-2-5 e 100 kN per i loads 3 e 4.

#### 4.7 Vento trasversale

Il vento agente trasversalmente all'opera, oltre ad interessare la stessa, agisce sulla sagoma longitudinale dei convogli ferroviari. Al fine dell'analisi delle sollecitazioni indotte sulla pila si assume che la pressione esercitata dal vento, pari a 2.5 kN/m<sup>2</sup>, interessi la sagoma trasversale della pila, del pulvino e delle due campate adiacenti alla pila.

I convogli ferroviari espongono all'azione del vento una fascia convenzionale alta 4.00 m misurata a partire dal piano ferro.

In particolare per i loads 1, 3 e 4 si considera un treno presente sulle due campate adiacenti alla pila, mentre per i loads 2 e 5 la fascia convenzionale alta 4.00 metri è presente teoricamente su una sola campata (campata caricata).

Doc. N. 21603_01	Progetto IN05	Lotto 00	Codifica Documento DE2CLVI0005052	Rev. 0	Foglio 18 di 40
------------------	------------------	-------------	---	-----------	--------------------

Nel caso dei loadings 2 e 5 (convogli ferroviari su una sola campata) tuttavia si assume una fascia a vento  $h = 4.00$  m estesa anche sulla campata scarica in quanto si ipotizza la presenza di barriere antirumore.

#### 4.8 Azioni indirette

Si considera la presenza di appoggi scorrevoli, con coefficiente di attrito pari a 0.06, non perfetti. Tra due campate successive si assume uno squilibrio degli appoggi scorrevoli pari al 20%. Nasce pertanto una azione orizzontale, applicata all'intradosso dell'impalcato ferroviario pari a:

$$T_{ind} = f * (0.2 * N_p + N_{qmax}),$$

essendo:

$N_p$  la sollecitazione verticale esercitata dai carichi permanenti sugli appoggi scorrevoli,

$N_{qmax}$  la sollecitazione verticale esercitata dai carichi mobili dinamicizzati sugli appoggi scorrevoli.

Mentre il termine relativo ai carichi permanenti può essere orientato in entrambi i versi della direzione longitudinale, quello relativo ai carichi mobili ha un comportamento analogo all'inflessione dell'impalcato. Tale contributo viene quindi considerato unicamente nel load 5 (massimi tagli).

## 5. GRUPPI E COMBINAZIONI DI CARICO

### 5.1 Simultaneità delle azioni da traffico - Gruppi di carico

Gli effetti dei carichi verticali, generati dalla presenza dei convogli, sono combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, utilizzando i coefficienti indicati in tabella desunti dalla vigente norma ferroviaria; con tali gruppi di carico si definiscono i valori caratteristici delle azioni associate al transito dei convogli di progetto.

Gruppo di carico	Verticali	Orizzontali			
		Longitudinali		Trasversali	
		Inflessione	Frenatura avviamento	Centrifuga	Serpeggio
Gruppo 1	1.0	1.0 (0.0)	0.5	1.0	1.0
Gruppo 3.1	1.0	1.0 (0.0)	1.0	0.5	0.5
Gruppo 3.2	0.7	0.7 (0.0)	1.0	0.5	0.5
Gruppo 4	0.8	0.8 (0.0)	0.5	1.0	1.0
Gruppo 5	0.5	0.5 (0.0)	0.5	0.5	1.0
Gruppo 6	0.8 / 0.6	0.8 / 0.6 (0.0)	0.8 / 0.6	0.8 / 0.6	0.8 / 0.6

N.B. Le azioni longitudinali da inflessione sono considerate nulle nei loads 1-2-3

Le azioni longitudinali di interazione (inflessione e avviamento/frenatura), direttamente legate alla presenza dei convogli ferroviari, sono definite in relazione alle azioni verticali che le generano. Più precisamente, per i load 1, 2 e 5 si considerano due binari soggetti ad azioni longitudinali di frenatura/avviamento ed inflessione verticale, mentre nel caso dei loads 3 e 4 le azioni da interazione sono relative alla presenza di un solo convoglio sull'impalcato.

Rispetto alla tabella riportata a pag. 73 delle norme "Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari - Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo", non si è analizzato il gruppo due in quanto poco significativo per la verifica delle pile. I diversi gruppi qui considerati danno origine a ad una/due azioni caratteristiche significative per le verifiche in esame in quanto si massimizzano, in tutti i gruppi in esame, le spinte orizzontali longitudinali e trasversali.

Il gruppo 6 è utilizzato al solo fine delle verifiche di fessurazione. Si segnala che in conformità alle istruzioni ferroviarie si assume il coefficiente 0.8 in presenza di un solo convoglio ferroviario (loads 3 e 4) e 0.6 in presenza di due convogli (loads 1,2 e 5).

Le diverse azioni generano, in generale, alla base della pila, le seguenti sollecitazioni:

	N	T long.	M long.	T trasv.	M trasv..
verticali	X	-	X	-	X
interazione bin./strut.	-	X	X	-	-
centrifuga	-	-	-	X	X
serpeggio	-	-	-	X	X

Ogni gruppo di carico, per ogni posizione del treno (load 1÷5), da origine ad una sollecitazione caratteristica (N, T<sub>long</sub>, M<sub>long</sub>, T<sub>tras</sub>, M<sub>tras</sub>) che viene successivamente combinata con le altre azioni per effettuare le verifiche di resistenza e di fessurazione.

Nella definizione delle azioni caratteristiche si considerano equiverse tutte le spinte (longitudinali e trasversali). Ad esclusione del load 5 le spinte longitudinali originano sollecitazioni flessionali sulla pila concordi a quelle derivanti da azioni differenti (eccentricità dei carichi verticali).

## 5.2 Combinazioni di carico

Le azioni caratteristiche, determinate secondo il procedimento indicato nel paragrafo 4, vengono combinate con le altre azioni (permanenti, vento...) al fine di ottenere le sollecitazioni di progetto al piede pila, per effettuare le successive verifiche di resistenza e a fessurazione.

Le combinazioni di carico considerate per le verifiche da effettuare con il metodo delle tensioni ammissibili, sono riportate nella seguente tabella desunta dalla vigente normativa ferroviaria.

Combinazione	AZIONE				
	Gk	Ik	Qk	Tk	Wk
TA1	1.0	1.0	1.0	0.6	0.6
TA2	1.0	1.0	0.8	1.0	0.6
TA3	1.0	1.0	0.0	0.6	1.0
TA5	1.0	1.0	1.0	0.6	0.5

Le azioni definite in tabella sono le seguenti:

- Gk: valore caratteristico delle azioni permanenti (pesi permanenti portati, peso proprio pila, peso pulvino, peso impalcato);
- Ik: valore caratteristico delle resistenze parassite offerte dai vincoli;
- Qk: valore caratteristico delle azioni legate al transito dei treni (gruppi di carico);
- Tk: valore caratteristico delle azioni dovute agli effetti termici (interazione binario-struttura);
- Wk: valore caratteristico delle azioni da vento.

Rispetto alla tabella riportata a pag. 76 delle norme “Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari

- Istruzioni per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo”, non si è analizzata la combinazione TA4, relativa alle azioni eccezionali, in quanto poco significativa per la verifica delle pile.

Le combinazioni riportate a pag. 76 delle norme danno origine a più sollecitazioni di progetto da utilizzarsi per le verifiche delle pile; nella presente specifica si esaminano unicamente le più sfavorevoli che si ottengono considerando contemporaneamente i contributi pesati di tutte le azioni. La combinazione TA5 è utilizzata al solo fine delle verifiche a fessurazione.

Doc. N. 21603_01	Progetto IN05	Lotto 00	Codifica Documento DE2CLVI0005052	Rev. 0	Foglio 22 di 40
------------------	------------------	-------------	---	-----------	--------------------

Nella definizione delle sollecitazioni di calcolo si considerano equiverse tutte le spinte (longitudinali e trasversali) e gli effetti flessionali derivanti da azioni differenti.

Nel loading 5 si assume che le azioni orizzontali generate da frenatura, avviamento, inflessione dell'impalcato, effetti termici, effetti parassiti dei vincoli, termine  $f * N_{q,max}$ , (v. prgf. 4.8) siano dirette dalla campata carica verso la campata scarica; gli effetti flessionali a base pila sono pertanto, in questo caso, di segno opposto agli effetti generati dai sovraccarichi.

Le sollecitazioni al piede delle pile vengono determinate per la generica pila intermedia nel viadotto, per la penultima-prima e per l'ultima.

Le tre pile si differenziano per il diverso contributo generato dall'interazione binario struttura per effetto dell'azione termica.

## 6. SOLLECITAZIONI DA SISMA

### 6.1 Calcolo delle sollecitazioni a base pila e sui pali secondo istruzione F.S. 44/B (sismica)

Si considerano le quattro seguenti combinazioni di carico:

a) combinazione 1

- un treno di progetto amplificato di 1.5 centrato sul viadotto esteso a due campate;
- l'azione centrifuga (amplificata di 1.5) considerata al 50 %;
- **il sisma verticale (+ e -);**
- **il sisma longitudinale**

b) combinazione 2

- un treno di progetto amplificato di 1.5 centrato sul viadotto esteso sulla campata di appoggio fisso;
- l'azione centrifuga (amplificata di 1.5) considerata al 50 %;
- **il sisma verticale (+ e -);**
- **il sisma longitudinale**

c) combinazione 3

- un treno di progetto amplificato di 1.5 centrato sul viadotto;
- l'azione centrifuga (amplificata di 1.5) considerata al 50 %;
- l'azione di frenatura (amplificata di 1.5);
- **il sisma verticale (+ e -);**
- **il sisma trasversale**

d) combinazione 4

- un treno di progetto eccentrico sul viadotto con eccentricità pari a 2.25 m;
- l'azione centrifuga considerata al 50 %;
- l'azione di frenatura;
- **il sisma verticale (+ e -);**
- **il sisma trasversale**

Nel calcolo delle azioni sismiche si determina il periodo proprio della pila (inferiore a 1.4 sec.) assumendo le seguenti grandezze (vedi punto B.4):

- M: massa strutturale dell'impalcato; comprende le masse permanenti sull'impalcato e una quota parte delle masse di un treno (1.5 nei loads 1 e 2 e 1 nel load 3);
- $\psi$ : rapporto tra la massa di pila + pulvino e la massa M;
- $K = 3 * E * J / H_0^3$  ( $H_0$  da estradosso plinto a intradosso impalcato e J inerzia longitudinale o trasversale della pila);
- $M_0 = M * (1 + 0.24 * \psi)$
- $T = 2 * \pi * \sqrt{(M_0 / K)}$

*Il periodo per la pila è sensibile alla condizione di carico e alla direzione considerata (longitudinale o trasversale); viene calcolato per ogni condizione di carico in relazione alla direzione considerata per il sisma orizzontale. Si assume comunque, a favore di sicurezza, il coefficiente di risposta R pari ad uno.*

Il carico del singolo treno sismico è pari al carico distribuito equivalente flettente determinabile in funzione della luce media delle campate; i valori di carico sono quelli riportati nella istruzione 44b.

*Nel modulo sismico non si considerano eccentricità longitudinali dovute al carico ferroviario.*

L'azione di frenatura è pari a 1/10 delle azioni verticali.

L'azione centrifuga è calcolata considerando  $R = 3700$  m, una velocità di progetto di 253.219 km/h e il coefficiente riduttivo  $f = 0.59$ ; questi valori sono quelli associati al treno LM71.

**Il sisma verticale (sussultorio)** genera una forza  $F_v$  pari a:

$$F_v = m * C * I * \epsilon * W \quad \text{con:}$$

- $m = \pm 2$
- $C = (s - 2)/100$ ; coefficiente di sismicità (per  $s = 6$ ,  $C = 0.04$ , per  $s = 9$ ,  $C = 0.07$ );
- I: coefficiente di protezione sismica pari a 1.00;
- $\epsilon$ : coefficiente di fondazione (nella presente nota di calcolo è assunto pari a 1.00).

Le masse W soggette all'azione verticale sono (si vedano il paragrafo B.4 punto b delle istruzioni 44b e la relativa nota 2 a piè di pagina):

- treno di progetto;
- impalcato.



Doc. N. 21603_01	Progetto IN05	Lotto 00	Codifica Documento DE2CLVI0005052	Rev. 0	Foglio 25 di 40
------------------	------------------	-------------	---	-----------	--------------------

**Il sisma orizzontale (longitudinale o trasversale) genera una forza  $F_h$  pari a:**

$$F_h = C * R * I * \epsilon * \beta * W \quad \text{con:}$$

- $C = (s - 2)/100$ ; coefficiente di sismicità (per  $s = 6$ ,  $C = 0.04$ , per  $s = 9$ ,  $C = 0.07$ );
- $R$ : coefficiente di risposta relativo alla direzione (longitudinale o trasversale) considerata; si assume sempre il valore unitario;
- $I$ : coefficiente di protezione sismica pari a 1.00;
- $\epsilon$ : coefficiente di fondazione (nella presente nota di calcolo è assunto pari a 1.00);
- $\beta$ : coefficiente di struttura relativo alla direzione (longitudinale o trasversale) considerata; viene calcolato in automatico secondo il seguente procedimento:

- sono dati in input i momenti ultimi della sezione calcolati con  $N=0$  (vedi punto B.15 delle istruzioni 44b);
- si calcolano le sollecitazioni flessionali di progetto nella direzione del sisma dovute al sisma stesso e alle altre azioni di progetto (frenatura, centrifuga, eccentricità del carico) con il coefficiente di struttura  $\beta$  pari ad 1;
- si determina il rapporto  $M_{ultimo}/M_{esercizio}$ ;
- si valuta il coefficiente di struttura  $\beta$  utilizzando il diagramma riportato nel paragrafo B.15 delle istruzioni 44b;
- si ricalcolano le sollecitazioni di progetto relative alla combinazione di carico con utilizzando il coefficiente di struttura  $\beta$  appena determinato.

Le masse  $W$  soggette all'azione verticale sono:

- treno di progetto: a quota +2.00 m dal p.f.;
- impalcato: nel baricentro delle masse pesate dei due impalcati di destra e sinistra;
- pulvino: a metà altezza del pulvino;
- fusto pila: a metà altezza del fusto pila.

Alle masse elencate si applica il coefficiente di piano  $\gamma_i$ :

$$\gamma_i = h_i \cdot \frac{\left( \sum_{j=1}^n W_j \right)}{\left( \sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j \right)}$$

Doc. N. 21603_01	Progetto IN05	Lotto 00	Codifica Documento DE2CLVI0005052	Rev. 0	Foglio 26 di 40
------------------	------------------	-------------	---	-----------	--------------------

La contemporanea presenza di azioni sismiche orizzontali e verticali produce sollecitazioni flessionali a base pila ed in fondazione complanari con componenti aventi la medesima direzione. Questa concomitanza di sollecitazioni flessionali avviene nelle seguenti dislocazioni di carico:

- load 1 e load 2

La presenza di eccentricità di carico verticale (impalcati con lunghezze o pesi differenti) genera, per effetto del sisma verticale sollecitazioni flessionali longitudinali in concomitanza a quelle generate dal sisma orizzontale longitudinale;

- load 4

l'eccentricità di carico del convoglio sismico (1 convoglio eccentrico) origina, per effetto del sisma sussultorio flessioni a base pila concomitanti a quelle generate dal sisma trasversale.

Nel load 3, la non presenza di eccentricità trasversali di carico, non induce flessioni a base pila da sisma verticale concomitanti a quelle generate dal sisma trasversale.

Gli effetti concomitanti (che si registrano nei load 1,2 e 4) vengono ridotti del coefficiente (inferiore ad 1):

$$\lambda = \frac{\sqrt{M_{\text{verticale}}^2 + M_{\text{orizzontale}}^2}}{M_{\text{verticale}} + M_{\text{orizzontale}}}$$

Il coefficiente  $\lambda$  viene calcolato sia per la sezione di base della pila che per la sezione di fondazione. A favore di sicurezza, non si riducono le sollecitazioni sismiche ortogonali (taglio e momento flettente).

## 7. PLINTI DI FONDAZIONE: SOLLECITAZIONI MASSIME E VERIFICHE

### 7.1 Plinto 9.20 x 9.20 m h = 2.30 m su 9 pali $\phi 1200$

Si riportano nella seguente tabella i dati d'Input del modulo di calcolo **PILE** ; posto:

- $H_{ferro}$  = distanza fra piano ferro ed estradosso plinto,
- $H_{pila}$  = distanza fra intradosso impalcato ed estradosso plinto =  $H_{ferro} - 3.7$  m,
- $H_{fusto\ pila}$  = altezza del fusto pila =  $H_{ferro} - 3.7 - 0.4 - 4.25 = H_{ferro} - 8.35$  m,

si esaminano le seguenti altezze di pila:

$H_{ferro}$ [m]	$H_{fusto\ pila}$ [m]
9.50	1.15
10.50	2.15
11.50	3.15

Le tabelle sono compilate adottando l'ipotesi di plinto con altezza del terreno di ricoprimento pari a **0.50** m : si analizza il caso più frequente.

Nel caso di ricoprimenti diversi da 0.50 m si utilizzano le tabelle di sollecitazioni relative al caso studiato e si considera un incremento di carico verticale pari a:

- $A_t = 9.2 * 9.2 - 10.17876 = 74.46$  m<sup>2</sup>; area dell'estradosso plinto interessata dal ricoprimento,
- $(H_t - 0.50)$  = differenza altezze del ricoprimento,
- $\gamma_t = 19$  kN/m<sup>3</sup>; peso specifico del ricoprimento,
- $\delta N = 74.46 * 19 * (H_t - 0.5) = 1414.76 * (H_t - 0.5)$  kN; incremento complessivo di carico verticale,

da cui si deduce l'incremento di carico verticale sul singolo palo (plinto su pali):

$$\delta N_{palo} = \delta N / 9 = 157.20 * (H_t - 0.5) \text{ kN}$$



Doc. N. 21603\_01

Progetto  
IN05

Lotto  
00

Codifica  
Documento  
DE2CLVI0005052

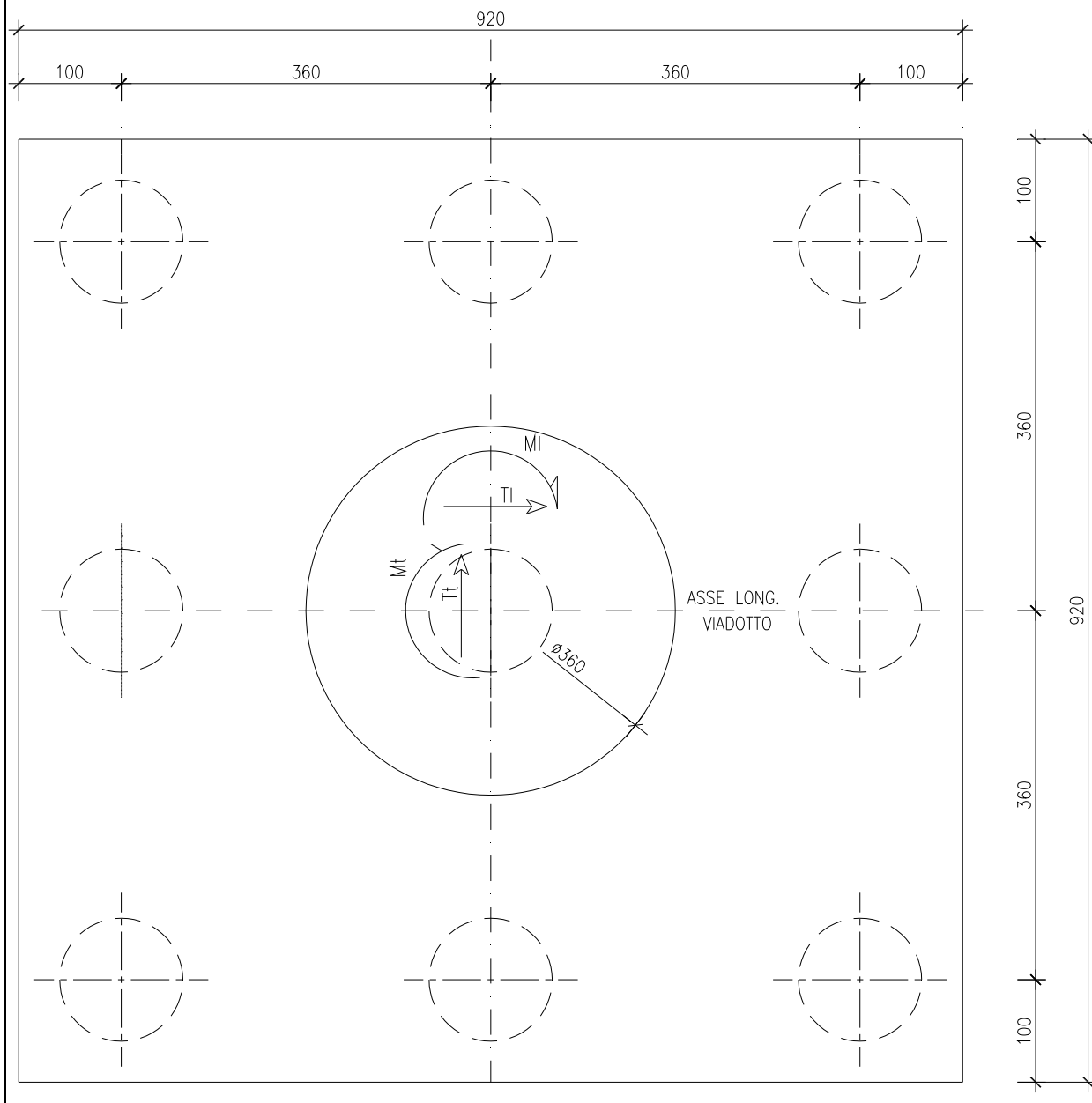
Rev.  
0

Foglio  
28 di 40

PLINTO A 9 PALI  $\phi 1200$  (9.20 x 9.20 m h = 2.30 m)

Wl palificata = 21.6

Wt palificata = 21.6



Doc. N. 21603_01	Progetto IN05	Lotto 00	Codifica Documento DE2CLVI0005052	Rev. 0	Foglio 29 di 40
------------------	------------------	-------------	--------------------------------------	-----------	--------------------

QUOTA PIANO FERRO (distanza P.F. da estr. plinto)	11.5÷9.5	[m]
ALTEZZA DEL FUSTO PILA	3.15÷ 1.15	[m]
LARGHEZZA TRASVERSALE DEL FUSTO PILA	3.60	[m]
LARGHEZZA DEL PULVINO	4.30	[m]
IMPALCATO DI SINISTRA: ALTEZZA (da intr. a piano ferro)	3.70	[m]
IMPALCATO DI DESTRA: ALTEZZA (da intr. a piano ferro)	3.70	[m]
INTERASSE PILA/PILA DI SINISTRA (appoggio mobile)	30.00	[m]
INTERASSE PILA/PILA DI DESTRA (appoggio fisso)	30.00	[m]
INERZIA LONGITUDINALE DELLA PILA	8.245	[m <sup>4</sup> ]
AREA TRASVERSALE DELLA PILA	10.179	[m <sup>2</sup> ]
IMPALCATO DI SINISTRA: CARICHI PERMANENTI	457.00	[kN/m]
IMPALCATO DI DESTRA: CARICHI PERMANENTI	457.00	[kN/m]
PESO DEL PULVINO	3665.387	[kN]
ALTEZZA DEL PLINTO DI FONDAZIONE	2.30	[m]
LUNGHEZZA DEL PLINTO DI FONDAZIONE (secondo impalcato)	9.20	[m]
LARGHEZZA DEL PLINTO DI FONDAZIONE (perpen. impalcato)	9.20	[m]
NUMERO DI PALI	9.00	
PALIFICATA: MODULO DI RESISTENZA LONGITUDINALE	21.60	[m]
PALIFICATA: MODULO DI RESISTENZA TRASVERSALE	21.60	[m]
RIGIDEZZA DEL SISTEMA PILA/FONDAZIONE PER UN BINARIO	(da calcolo)	[kN/m/m]
ROTAZIONE ESTREMITA' IMPALCATO TRENO LM71 (2 binari)	0.0006	[rad.]
ROTAZIONE ESTREMITA' IMPALCATO treno SW/2 (2 binari)	0.00064	[rad.]
DISTANZA ESTRADOSSO IMPALCATO DA CENTRO APPOGGI	3.00	[m]
DISTANZA ESTRADOSSO IMPALCATO DA BARICENTRO IMPALCATO	1.06	[m]
RIGIDEZZA LONGITUDINALE (ATTRITO) LATO APPOGGIO FISSO	60.00	[kN/m]
RIGIDEZZA LONGITUDINALE (ATTRITO) LATO APPOGGIO MOBILE	60.00	[kN/m]
NUMERO DI CAMPATE	4.00	
ECCENTRICITA' BINARIO	2.25	[m]
Rck PLINTO DI FONDAZIONE	30.00	[N/mm <sup>2</sup> ]
RAGGIO DI CURVATURA PLANIMETRICO DEL VIADOTTO	3700.00	[m]
CAMPATA SINISTRA: DISTANZA ASSE APPOGGI DA ASSE PILA	1.10	[m]
CAMPATA DESTRA: DISTANZA ASSE APPOGGI DA ASSE PILA	1.10	[m]
COEFFICIENTE DI SISMICITA'	6.00	
INERZIA TRASVERSALE DELLA PILA	8.245	[m <sup>4</sup> ]
VELOCITA' TRENO LM71	253.2193	[km/h]
VELOCITA' TRENO SW/2	100.00	[km/h]
ALTEZZA RICOPRIMENTO PLINTO DI FONDAZIONE	0.5	[m]
PESO SPECIFICO DEL RICOPRIMENTO IN TERRA	19.00	[kN/m <sup>3</sup> ]
IMPALCATO SINISTRA: BARICENTRO MASSE PERM. (da intrad.)	2.49	[m]
IMPALCATO DESTRA: BARICENTRO MASSE PERM. (da intrad.)	2.49	[m]
MODULO ELASTICO DELLA PILA	3372.166	[kN/cm <sup>2</sup> ]
COEFFICIENTE DI FONDAZIONE EPSILON	1.00	
MOMENTO ULTIMO LONGITUDINALE PILA	33747.00	[KNm]
MOMENTO ULTIMO TRASVERSALE PILA	33747.00	[kNm]
AREA PROFILO ESTERNO DELLA PILA	10.179	[m <sup>2</sup> ]
AVVIAMENTO TRENO LM71	495.00	[kN]
FRENATURA TRENO LM71	600.00	[kN]
AVVIAMENTO TRENO SW/2	412.50	[kN]
FRENATURA TRENO SW/2	700.00	[kN]
INFLESSIONE TRENO LM71 (somma effetti di 2 binari)	(da calcolo)	[kN]
INFLESSIONE TRENO SW/2 (somma effetti di 2 binari)	(da calcolo)	[kN]
AZIONE TERMICA SULLA SPALLA	528.00	[kN]
COEFFICIENTE D'ATTRITO APPOGGI	0.06	
DISTANZA BARICENTRO PULVINO DA PIANO FERRO	5.45	[m]



Doc. N. 21603\_01

Progetto  
IN05Lotto  
00Codifica  
Documento  
DE2CLVI0005052Rev.  
0Foglio  
30 di 40

ESERCIZIO ; SOLLECITAZIONI MASSIME IN TESTA PALI - Hferro =							9.50			
N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	TI [kN]	Tt [kN]	Q <sub>max</sub> [kN]	Q <sub>min</sub> [kN]	Soll.	Load	TA	Grp
-29942.00	17047.00	8895.00	1404.00	651.00	-4528.00	-2126.00	Qmax	1	1	3.1
-26063.00	19366.00	7682.00	1404.00	587.00	-4148.00	-1644.00	Qmin	2	1	3.2
-26063.00	19319.00	7682.00	2002.00	587.00	-4146.00	-1646.00	Tmax	5	1	3.2

SISMA s= 6 ; SOLLECITAZIONI MASSIME IN TESTA PALI - Hferro =							9.50			
N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	TI [kN]	Tt [kN]	Q <sub>max</sub> [kN]	Q <sub>min</sub> [kN]	Soll.	Load	Beta	
-28290.00	-4317.00	24910.00	-366.00	2224.00	-4496.00	-1790.00	Qmax	3	2.40	
-23828.00	24618.00	1256.00	2069.00	92.00	-3845.00	-1450.00	Qmin	2	2.42	
-25511.00	4317.00	24910.00	366.00	2224.00	-4188.00	-1481.00	Tmax	3	2.40	

ESERCIZIO ; SOLLECITAZIONI MASSIME IN TESTA PALI - Hferro =							10.50			
N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	TI [kN]	Tt [kN]	Q <sub>max</sub> [kN]	Q <sub>min</sub> [kN]	Soll.	Load	TA	Grp
-30196.00	18451.00	9564.00	1404.00	657.00	-4652.00	-2058.00	Qmax	1	1	3.1
-26318.00	20770.00	8287.00	1404.00	592.00	-4269.00	-1579.00	Qmin	2	1	3.2
-26318.00	20726.00	8287.00	1955.00	592.00	-4267.00	-1581.00	Tmax	5	1	3.2

SISMA s= 6 ; SOLLECITAZIONI MASSIME IN TESTA PALI - Hferro =							10.50			
N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	TI [kN]	Tt [kN]	Q <sub>max</sub> [kN]	Q <sub>min</sub> [kN]	Soll.	Load	Beta	
-28545.00	-4683.00	24753.00	-366.00	2038.00	-4534.00	-1809.00	Qmax	3	2.16	
-24083.00	24647.00	1348.00	1912.00	92.00	-3879.00	-1472.00	Qmin	2	2.21	
-25766.00	25725.00	2480.00	2158.00	170.00	-4169.00	-1557.00	Tmax	1	2.50	

ESERCIZIO ; SOLLECITAZIONI MASSIME IN TESTA PALI - Hferro =							11.50			
N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	TI [kN]	Tt [kN]	Q <sub>max</sub> [kN]	Q <sub>min</sub> [kN]	Soll.	Load	TA	Grp
-30451.00	19855.00	10239.00	1404.00	662.00	-4777.00	-1990.00	Qmax	1	1	3.1
-26572.00	22174.00	8897.00	1404.00	598.00	-4391.00	-1514.00	Qmin	2	1	3.2
-26572.00	22175.00	8897.00	1919.00	598.00	-4391.00	-1514.00	Tmax	5	1	3.2

SISMA s= 6 ; SOLLECITAZIONI MASSIME IN TESTA PALI - Hferro =							11.50			
N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	TI [kN]	Tt [kN]	Q <sub>max</sub> [kN]	Q <sub>min</sub> [kN]	Soll.	Load	Beta	
-28799.00	-27407.00	2650.00	-2135.00	170.00	-4591.00	-1808.00	Qmax	1	2.44	
-24337.00	-26025.00	1441.00	-2184.00	92.00	-3976.00	-1433.00	Qmin	2	2.50	
-24337.00	-26025.00	1441.00	-2184.00	92.00	-3976.00	-1433.00	Tmax	2	2.50	

Doc. N. 21603_01	Progetto IN05	Lotto 00	Codifica Documento DE2CLVI0005052	Rev. 0	Foglio 31 di 40
------------------	------------------	-------------	---	-----------	--------------------

### 7.1.1 Plinto 9.20 x 9.20 m h = 2.30 m su 9 pali $\phi 1200$ ; verifiche statiche

Con riferimento al paragrafo 4.2.2.5. *Verifica al punzonamento di lastre soggette a carichi concentrati* del D.M. 09.01.96 *Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche*, si conduce di seguito la verifica al punzonamento della suola ad opera dei pali di fondazione. Si esegue la verifica allo stato limite ultimo con la formula (formula valida nel caso di assenza di apposita armatura a taglio):

$$P_{\text{resistente}} = 0.5 * u * h * f_{\text{ctd}},$$

dove:

- h è lo spessore della suola (230 cm),
- u è il perimetro del contorno ottenuto mediante una ripartizione a 45° dell'impronta di carico (palo di fondazione d'angolo; si veda la figura seguente) fino al piano medio della suola (superficie S1: 488 cm),
- $f_{\text{ctd}}$  = valore di calcolo della resistenza a trazione del calcestruzzo ( $R_{\text{ck}} = 30 \text{ N/mm}^2$ ).

Risulta:

$$f_{\text{ctm}} = 0.27 * (30^2)^{1/3} = 2.61 \text{ N/mm}^2; \text{ resistenza media a trazione,}$$

$$f_{\text{ctk}} = 0.70 * f_{\text{ctm}} = 1.82 \text{ N/mm}^2; \text{ resistenza caratteristica a trazione,}$$

$$f_{\text{ctd}} = f_{\text{ctk}} / 1.60 = 1.14 \text{ N/mm}^2; \text{ resistenza a trazione di calcolo.}$$

Si ha:

$$P_{\text{resistente}} = 0.5 * 4880 * 2300 * 1.14 / 1000 \approx \mathbf{6400 \text{ kN}}$$

Dall'analisi delle tabelle riportate alle pagine seguenti si deduce:

Massima azione assiale agenti sul palo più sollecitato:  $N_{\text{max}} = 4777 \text{ kN}$  (pila con  $H_{\text{ferro}} = 11.5 \text{ m}$ )

con riferimento all'immagine di cui a pagina seguente si deduce inoltre:

peso del "cono di punzonamento":  $6.70 \text{ m}^2 * 2.30 \text{ m} * 25 \text{ KN/m}^3 = 385.25 \text{ kN}$

peso del terreno sovrastante il cono di punzonamento:  $13.30 \text{ m}^2 * 0.5 \text{ m} * 19 \text{ KN/m}^3 = 126.35 \text{ kN}$

(componenti che agiscono in senso opposto alla reazione verticale applicata dal palo alla fondazione)

Trattandosi di una verifica agli stati limite si applica un coefficiente  $\gamma = 1.5$  alle sollecitazioni;

l'azione sollecitante risulta pertanto:

$$P_{\text{sollecitante}} = \gamma * (Q_{\text{max,netto}}) = 1.5 * (4777 - 385 - 126) = \mathbf{6398.1 \text{ kN}}.$$

La verifica consegue esito favorevole in quanto risulta  $P_{\text{resistente}} > P_{\text{sollecitante}}$ .



Doc. N. 21603\_01

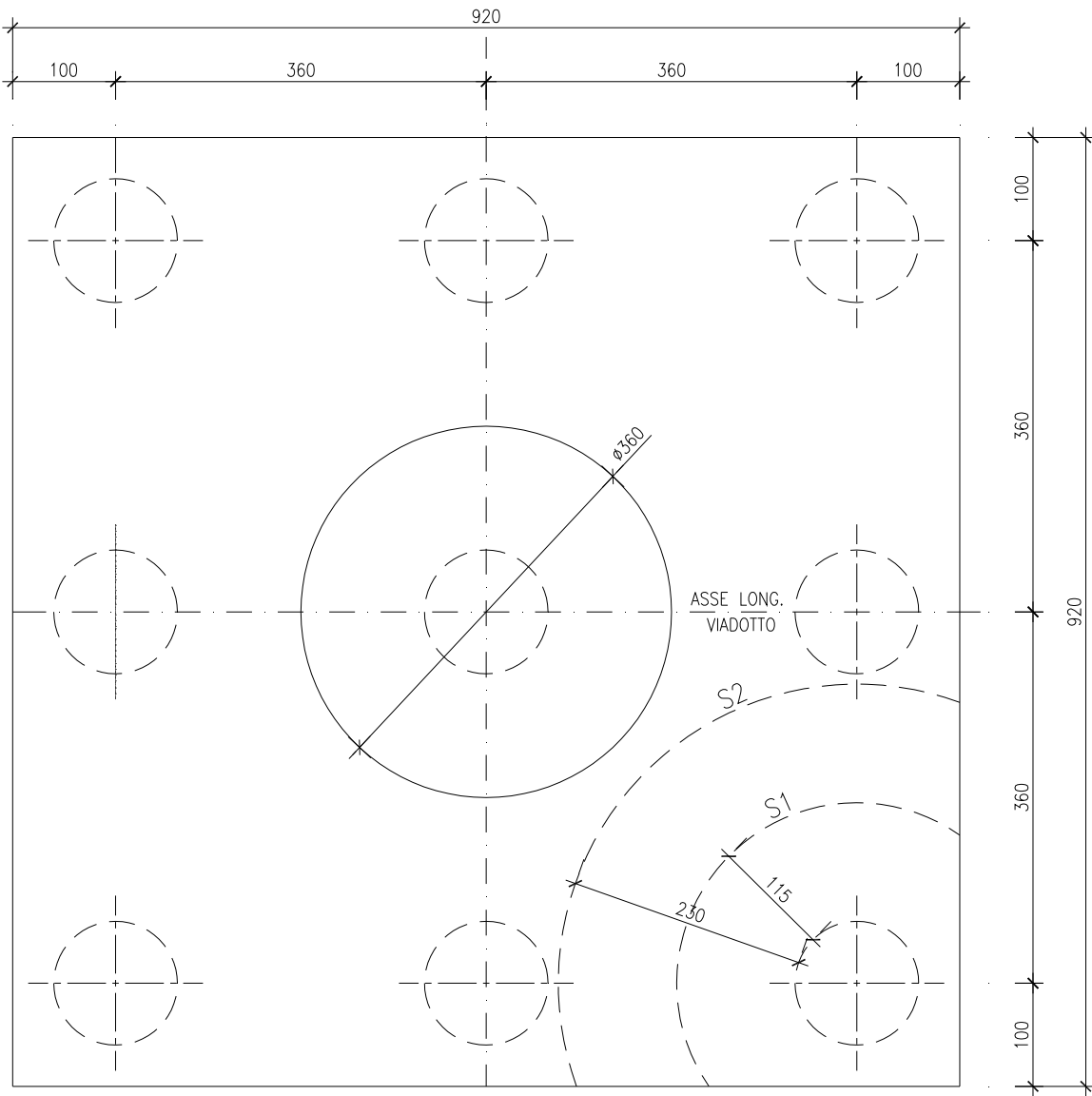
Progetto  
IN05

Lotto  
00

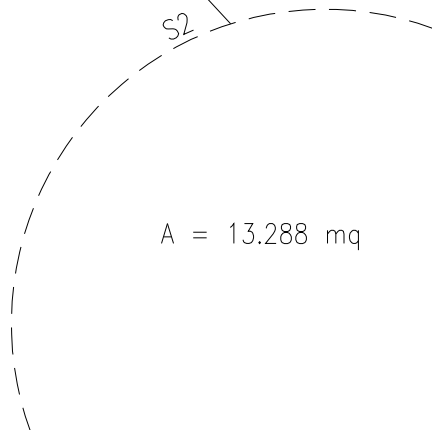
Codifica  
Documento  
DE2CLVI0005052

Rev.  
0

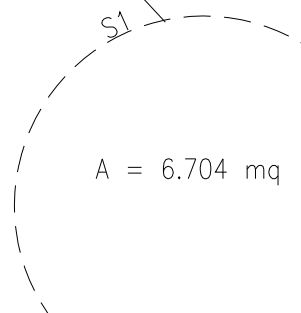
Foglio  
32 di 40



$p = 659.72 \text{ cm}$



$p = 487.77 \text{ cm}$

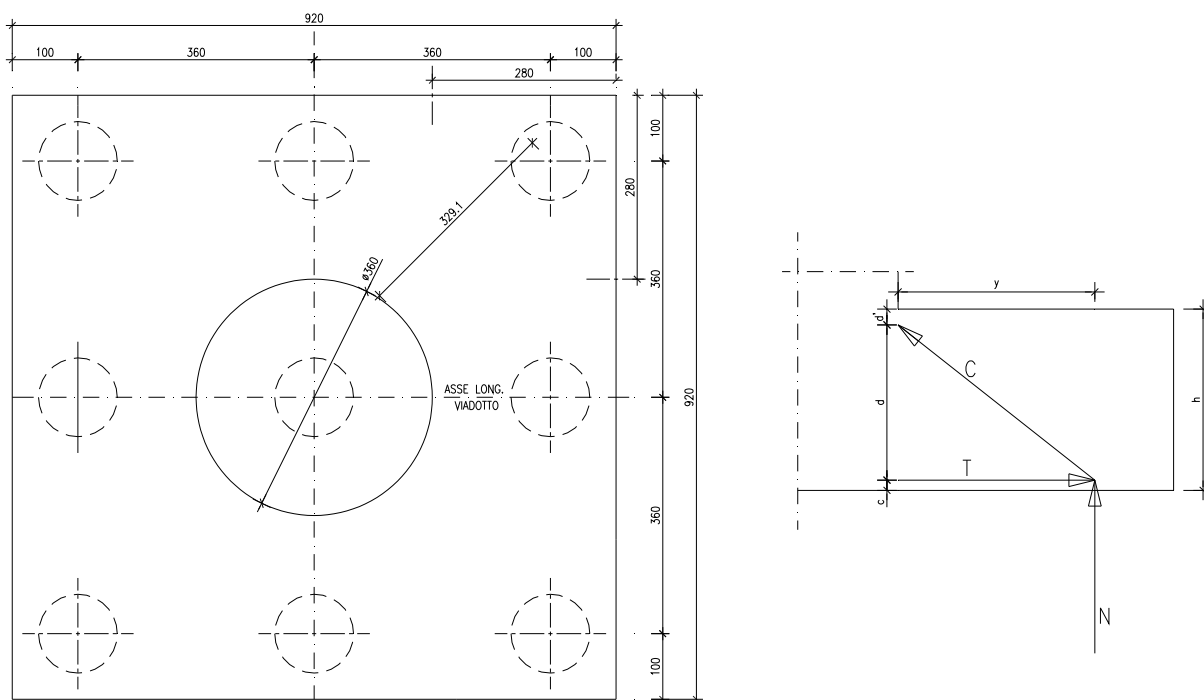




### Dimensionamento dell'armatura presente a intradosso fondazione

Si esegue nel seguito la verifica dell'armatura del plinto di fondazione.

Si ipotizza una diffusione degli sforzi secondo un meccanismo tirante-puntone, in cui il valore della forza  $N$  (vedi figura sottostante) corrisponde all'azione assiale del palo più caricato a cui si sottrae l'azione di contrasto indotta dal peso proprio del plinto ( $\delta N = P_{\text{plinto}}/n_{\text{pali}}$ ).



Con riferimento alla figura sopra riportata si ha:

c(cm)	d'(cm)	d(cm)	y(cm)	h(cm)
13	20	197	330	230

da cui segue:

$$N = 4777 - (9.20 \cdot 9.20 \cdot 2.30 \cdot 25) / 9 = 4236 \text{ kN (sforzo sul palo più sollecitato; si veda par.7.1)}$$

$$T = N \cdot (y/d) = 4236 \cdot (330/197) = 7096 \text{ kN (sforzo nella biella tesa)}$$

$$C = \sqrt{(T^2 + N^2)} = \sqrt{(7096^2 + 4236^2)} = 8264 \text{ kN (sforzo nella biella compressa)}$$

### Verifica del tirante

$$A_s = 43103 \text{ mm}^2 \text{ (2 strati da } \phi 28/10 + \text{ uno strato di } \phi 28/20 ; n.70\phi 28 \text{ su } 2.80 \text{ m)}$$

$$\sigma_s = T/A_s = (7096 \cdot 1000) / 43103 = \mathbf{164.6 \text{ N/mm}^2} \text{ (tensione di trazione nell'acciaio)}$$

$$\text{con } \sigma_{s,amm} = 170 \text{ N/mm}^2$$

Si dispone in direzione longitudinale e trasversale un'armatura composta da due strati di  $\phi 28/10$  + uno strato di  $\phi 28/20$ .

Doc. N. 21603_01	Progetto IN05	Lotto 00	Codifica Documento DE2CLVI0005052	Rev. 0	Foglio 34 di 40
------------------	------------------	-------------	---	-----------	--------------------

## 8. PILA; SOLLECITAZIONI MASSIME E VERIFICHE

Le sollecitazioni massime a base pila vengono desunte con il programma di calcolo **PILE** (diffusamente utilizzato e testato nell'ambito della progettazione costruttiva della tratta AV Milano-Bologna); in particolare, per la condizione d'esercizio e per le condizioni sismiche ( $S = 6$ ) vengono restituite le seguenti sei combinazioni di carico:

- combinazione che produce il massimo carico verticale,
- combinazione che produce il minimo carico verticale,
- combinazione che produce il massimo momento flettente longitudinale  $M_L$ ,
- combinazione che produce il massimo momento flettente trasversale  $M_T$ ,
- combinazione che produce il massimo momento flettente  $[\sqrt{(M_L^2 + M_T^2)}]$ ,
- combinazione che produce il massimo taglio  $[\sqrt{(T_L^2 + T_T^2)}]$ .

Le tabelle di sollecitazione riportate nel presente paragrafo contengono:

- $N$  (kN) = carico verticale a base pila,
- $T_L$  (kN) = taglio longitudinale a base pila,
- $M_L$  (kN.m) = momento longitudinale a base pila,
- $T_T$  (kN) = taglio trasversale a base pila,
- $M_T$  (kN.m) = momento trasversale a base pila,
- una serie di identificatori della combinazione di carico trattata,
- il coefficiente di duttilità  $\beta$  in scenario sismico,
- la sigla che individua la combinazione di carico ( $N_{max}$ ,  $N_{min}$ ,  $M_{Lmax}$ ,  $M_{Tmin}$ ,  $M_{max}$ ,  $T_{max}$ ).

Si esaminano le seguenti altezze massime e minime di pila:

- $H_{ferro} = 9.5$  m;  $H_{fusto} = 1.15$  m (pila più bassa),
- $H_{ferro} = 11.5$  m;  $H_{fusto} = 3.15$  m (pila più alta).



Doc. N. 21603\_01

Progetto  
IN05Lotto  
00Codifica  
Documento  
DE2CLVI0005052Rev.  
0Foglio  
35 di 40

ESERCIZIO ; SOLLECITAZIONI MASSIME A BASE PILA - Hferro =						9.50				
N [kN]	Tl [kN]	Ml [kNm]	Tt [kN]	Mt [kNm]	Soll.	Load	TA	Grp		M
-24368.00	680.00	6938.00	923.00	10283.00	Nmax	1	1	1.0		12405
-20489.00	2002.00	14715.00	587.00	6332.00	Nmin	5	1	3.2		16020
-21698.00	1404.00	17467.00	587.00	6642.00	Mlmax	2	1	3.1		18687
-20839.00	382.00	3327.00	748.00	14814.00	Mtmax	3	1	1.0		15183
-21698.00	1404.00	17467.00	587.00	6642.00	Mmax	2	1	3.1		18687
-21698.00	2002.00	13385.00	587.00	6642.00	Tmax	5	1	3.1		14942

SISMA s= 6 ; SOLLECITAZIONI MASSIME A BASE PILA - Hferro =						9.50				
N [kN]	Tl [kN]	Ml [kNm]	Tt [kN]	Mt [kNm]	Soll.	Load	Beta			M
-22716.00	-2133.00	-18564.00	170.00	1920.00	Nmax	1	2.5			18663
-18254.00	-2133.00	-16553.00	92.00	1044.00	Nmin	2	2.5			16586
-18254.00	2069.00	19860.00	92.00	1044.00	Mlmax	2	2.4			19887
-22716.00	-366.00	-3476.00	2224.00	19796.00	Mtmax	3	2.4			20099
-22716.00	-366.00	-3476.00	2224.00	19796.00	Mmax	3	2.4			20099
-22716.00	-366.00	-3476.00	2224.00	19796.00	Tmax	3	2.4			20099

ESERCIZIO ; SOLLECITAZIONI MASSIME A BASE PILA - Hferro =						11.50				
N [kN]	Tl [kN]	Ml [kNm]	Tt [kN]	Mt [kNm]	Soll.	Load	TA	Grp		M
-24877.00	680.00	8298.00	934.00	12145.00	Nmax	1	1	1.0		14709
-20998.00	1919.00	17762.00	598.00	7522.00	Nmin	5	1	3.2		19289
-22207.00	1404.00	20275.00	598.00	7832.00	Mlmax	2	1	3.1		21735
-21348.00	382.00	4092.00	759.00	16326.00	Mtmax	3	1	1.0		16831
-22207.00	1404.00	20275.00	598.00	7832.00	Mmax	2	1	3.1		21735
-22207.00	1919.00	16432.00	598.00	7832.00	Tmax	5	1	3.1		18203

SISMA s= 6 ; SOLLECITAZIONI MASSIME A BASE PILA - Hferro =						11.50				
N [kN]	Tl [kN]	Ml [kNm]	Tt [kN]	Mt [kNm]	Soll.	Load	Beta			M
-23225.00	-2135.00	-22498.00	170.00	2259.00	Nmax	1	2.4			22611
-18763.00	-2184.00	-21003.00	92.00	1228.00	Nmin	2	2.5			21039
-23225.00	-2135.00	-22498.00	170.00	2259.00	Mlmax	1	2.4			22611
-23225.00	-366.00	-4207.00	1884.00	20324.00	Mtmax	3	2.0			20755
-23225.00	-2135.00	-22498.00	170.00	2259.00	Mmax	1	2.4			22611
-18763.00	-2184.00	-21003.00	92.00	1228.00	Tmax	2	2.5			21039

### 8.1 Esercizio; verifiche statiche

Le combinazioni di carico più significative sono ovviamente relative al caso della pila avente altezza (da piano ferro a estradosso plinto) pari a **11.5 m** (caso della pila più alta) ; si ipotizza un'armatura composta da 126 barre  $\phi 25$  (si veda il precedente par. 4.2).

Le verifiche in sezione parzializzata sono riportate nella pagina seguente; è risultato:

- $\sigma_c = 7.03 \text{ N/mm}^2$ ; massima compressione nel calcestruzzo ( $< 11.0 \text{ N/mm}^2$ ),
- $\sigma_s = 57.06 \text{ N/mm}^2$ ; massima trazione nell'acciaio.

Per completezza si analizza anche il caso della pila più bassa (distanza da piano ferro a estradosso plinto pari a **9.5 m**) ; risulta:

- $\sigma_c = 6.02 \text{ N/mm}^2$ ; massima compressione nel calcestruzzo ( $< 11.0 \text{ N/mm}^2$ ),
- $\sigma_s = 36.33 \text{ N/mm}^2$ ; massima trazione nell'acciaio.



Doc.N. 21603_01	Progetto IN05	Lotto 00	Codifica Documento DE2CLVI0005052	Rev. 0	Foglio 37 di 40
-----------------	------------------	-------------	---	-----------	--------------------

**SEZIONI CIRCOLARI E ANULARI - VERIFICA DELLA SEZIONE PARZIALIZZATA - Hferro = 11.5 m**

Diametro della sezione = 360.0 cm

84 tondi  $\phi 25$  mm su una circonferenza di diametro 342.0 cm

42 tondi  $\phi 25$  mm su una circonferenza di diametro 242.0 cm

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

Sono positive le trazioni

Condizione di carico 1

Momento = 14709.0(KN.m)

Sforzo normale = -24877.0(KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -5.09(N/mm<sup>2</sup>)

Trazione massima nell'acciaio = 7.23(N/mm<sup>2</sup>)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 320.6 cm

Condizione di carico 2

Momento = 19289.0(KN.m)

Sforzo normale = -20998.0(KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -6.21(N/mm<sup>2</sup>)

Trazione massima nell'acciaio = 43.65(N/mm<sup>2</sup>)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 239.1 cm

Condizione di carico 3

Momento = 21735.0(KN.m)

Sforzo normale = -22207.0(KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -7.03(N/mm<sup>2</sup>)

Trazione massima nell'acciaio = 57.06(N/mm<sup>2</sup>)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 227.8 cm

Condizione di carico 4

Momento = 16831.0(KN.m)

Sforzo normale = -21348.0(KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -5.44(N/mm<sup>2</sup>)

Trazione massima nell'acciaio = 25.62(N/mm<sup>2</sup>)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 267.2 cm

Condizione di carico 5

Momento = 21735.0(KN.m)

Sforzo normale = -22207.0(KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -7.03(N/mm<sup>2</sup>)

Trazione massima nell'acciaio = 57.06(N/mm<sup>2</sup>)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 227.8 cm

Condizione di carico 6

Momento = 18203.0(KN.m)

Sforzo normale = -22207.0(KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -5.89(N/mm<sup>2</sup>)

Trazione massima nell'acciaio = 31.48(N/mm<sup>2</sup>)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 258.8 cm



Doc.N. 21603_01	Progetto IN05	Lotto 00	Codifica Documento DE2CLVI0005052	Rev. 0	Foglio 38 di 40
-----------------	------------------	-------------	---	-----------	--------------------

**SEZIONI CIRCOLARI E ANULARI - VERIFICA DELLA SEZIONE PARZIALIZZATA - Hferro = 9.5 m**

Diametro della sezione = 360.0 cm

84 tondi  $\phi 25$  mm su una circonferenza di diametro 342.0 cm

42 tondi  $\phi 25$  mm su una circonferenza di diametro 242.0 cm

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

Sono positive le trazioni

Condizione di carico 1

Momento = 12405.0(KN.m)

Sforzo normale = -24368.0(KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -4.55(N/mm<sup>2</sup>)

Trazione massima nell'acciaio = 0.44(N/mm<sup>2</sup>)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 348.8 cm

Condizione di carico 2

Momento = 16020.0(KN.m)

Sforzo normale = -20489.0(KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -5.17(N/mm<sup>2</sup>)

Trazione massima nell'acciaio = 23.27(N/mm<sup>2</sup>)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 270.0 cm

Condizione di carico 3

Momento = 18687.0(KN.m)

Sforzo normale = -21698.0(KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -6.02(N/mm<sup>2</sup>)

Trazione massima nell'acciaio = 36.33(N/mm<sup>2</sup>)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 250.3 cm

Condizione di carico 4

Momento = 15183.0(KN.m)

Sforzo normale = -20839.0(KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -4.97(N/mm<sup>2</sup>)

Trazione massima nell'acciaio = 18.50(N/mm<sup>2</sup>)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 281.3 cm

Condizione di carico 5

Momento = 18687.0(KN.m)

Sforzo normale = -21698.0(KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -6.02(N/mm<sup>2</sup>)

Trazione massima nell'acciaio = 36.33(N/mm<sup>2</sup>)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 250.3 cm

Condizione di carico 6

Momento = 14942.0(KN.m)

Sforzo normale = -21698.0(KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -4.94(N/mm<sup>2</sup>)

Trazione massima nell'acciaio = 14.83(N/mm<sup>2</sup>)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 292.5 cm

Doc. N. 21603_01	Progetto IN05	Lotto 00	Codifica Documento DE2CLVI0005052	Rev. 0	Foglio 39 di 40
------------------	------------------	-------------	---	-----------	--------------------

## 8.2 Sisma s=6; verifiche statiche

Le combinazioni di carico più significative sono ovviamente relative al caso della pila avente altezza (da piano ferro a estradosso plinto) pari a **11.5 m** (caso della pila più alta); le verifiche in sezione parzializzata sono riportate nella pagina seguente; è risultato:

- $\sigma_c = 7.31 \text{ N/mm}^2$ ; massima compressione nel calcestruzzo ( $< 11.0 \text{ N/mm}^2$ ),
- $\sigma_s = 73.90 \text{ N/mm}^2$ ; massima trazione nell'acciaio ( $< 255 \text{ N/mm}^2$ ).

Si omettono per brevità le verifiche relative a pile con  $H_{\text{ferro}} < 11.5 \text{ m}$ .



Doc.N. 21603_01	Progetto IN05	Lotto 00	Codifica Documento DE2CLVI0005052	Rev. 0	Foglio 40 di 40
-----------------	------------------	-------------	---	-----------	--------------------

**SEZIONI CIRCOLARI E ANULARI - VERIFICA DELLA SEZIONE PARZIALIZZATA - Hferro = 11.5 m**

Diametro della sezione = 360.0 cm

84 tondi  $\phi 25$  mm su una circonferenza di diametro 342.0 cm

42 tondi  $\phi 25$  mm su una circonferenza di diametro 242.0 cm

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

Sono positive le trazioni

Condizione di carico 1

Momento = 22611.0(KN.m)

Sforzo normale = -23225.0(KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = **-7.31** (N/mm<sup>2</sup>)

Trazione massima nell'acciaio = 58.22 (N/mm<sup>2</sup>)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 229.2 cm

Condizione di carico 2

Momento = 21039.0(KN.m)

Sforzo normale = -18763.0(KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -6.94 (N/mm<sup>2</sup>)

Trazione massima nell'acciaio = **73.90** (N/mm<sup>2</sup>)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 205.3 cm

Condizione di carico 3

Momento = 22611.0(KN.m)

Sforzo normale = -23225.0(KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -7.31 (N/mm<sup>2</sup>)

Trazione massima nell'acciaio = 58.22 (N/mm<sup>2</sup>)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 229.2 cm

Condizione di carico 4

Momento = 20755.0(KN.m)

Sforzo normale = -23225.0(KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -6.67 (N/mm<sup>2</sup>)

Trazione massima nell'acciaio = 43.48 (N/mm<sup>2</sup>)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 244.7 cm

Condizione di carico 5

Momento = 22611.0(KN.m)

Sforzo normale = -23225.0(KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -7.31 (N/mm<sup>2</sup>)

Trazione massima nell'acciaio = 58.22 (N/mm<sup>2</sup>)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 229.2 cm

Condizione di carico 6

Momento = 21039.0(KN.m)

Sforzo normale = -18763.0(KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -6.94 (N/mm<sup>2</sup>)

Trazione massima nell'acciaio = 73.90 (N/mm<sup>2</sup>)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 205.3 cm