



# Anas SpA

Direzione Progettazione e Realizzazione Lavori

## S.S. 131 di "Carlo Felice"

Adeguamento e messa in sicurezza della S.S.131  
Risoluzione dei nodi critici – 1° stralcio  
dal km 158+000 al km 162+700

PROGETTO ESECUTIVO

CA283

PROGETTAZIONE: ANAS–Direzione Progettazione e Realizzazione Lavori

PROGETTISTI:

Dott. Ing. Achille DEVITOFRANCESCHI    Dott. Ing. Alessandro MICHELI  
Ordine Ing. di Roma n. 19116            Ordine Ing. di Roma n. 19645

IL GEOLOGO

Dott. Geol. Serena MAJETTA  
Ordine Geol. Lazio n. 928

COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Geom. Fabio QUONDAM

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Salvatore FRASCA

PROTOCOLLO

DATA

Svincolo di Bonorva Sud – Cavalcavia CV01  
Fondazioni spalle  
Relazione di calcolo

CODICE PROGETTO

PROGETTO            LIV. PROG.            N. PROG.

LOPLSP    E    1701

NOME FILE

T00CV01GETRE02A

CODICE ELAB. T00CV01GETRE02

REVISIONE

A

SCALA:

–

D

C

B

A

EMISSIONE

ing. A. Mangiola

ing. E. Mittiga

ing. A. Micheli

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

## **S.S. 131 di “Carlo Felice”**

### **Adeguamento e messa in sicurezza della S.S. 131**

#### **Risoluzione di nodi critici – 1° stralcio**

**Dal km 158+000 al km 162+700**

**Svincolo di Bonorva Sud – Cavalcavia CV01**

**Fondazioni spalle**

**Relazione di calcolo**

## INDICE

<b>1. INTRODUZIONE</b>	<b>3</b>
<b>2. RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI</b>	<b>4</b>
2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
2.2 RIFERIMENTI PROGETTUALI	4
2.3 SOFTWARE	4
<b>3. DESCRIZIONE DELL'OPERA</b>	<b>5</b>
<b>4. CONDIZIONI GEOTECNICHE</b>	<b>6</b>
<b>5. ANALISI FONDAZIONI DIRETTE SPALLE</b>	<b>7</b>
5.1 ANALISI AGLI STATI LIMITE	7
5.1.1 <i>Verifiche agli SLU</i>	7
5.1.2 <i>Verifiche agli SLE</i>	8
5.2 METODOLOGIE DI CALCOLO FONDAZIONE DIRETTA	8
5.2.1 <i>Valutazione della capacità portante</i>	8
5.2.2 <i>Valutazione dei cedimenti</i>	12
5.3 CARICHI AGENTI IN FONDAZIONE	14
5.4 RISULTATI	15
<b>6. ALLEGATO 1: ANALISI FONDAZIONI DIRETTE: TABULATI DI CALCOLO FOND.</b>	<b>18</b>
6.1 ANALISI SLE	18
6.2 ANALISI SLU	25

## 1. INTRODUZIONE

La presente relazione è finalizzata al dimensionamento delle fondazioni dirette delle spalle del Cavalcavia CV01, previsto nell'ambito dello Svincolo di Bonorva Sud, al km 0+941,500 della S.S. 131.

Nel seguito si sviluppano i seguenti punti:

- Descrizione dell'opera;
- Descrizione delle condizioni geotecniche del sito: definizione della stratigrafia e dei parametri geotecnici di progetto;
- Metodologie di calcolo della fondazione diretta;
- Risultati dell'analisi.

Tutte le verifiche sono state condotte in accordo al metodo semiprobabilistico agli stati limite secondo quanto indicato dalle NTC 2008 (Doc. Rif. [1]) e dalla relativa circolare applicativa del 2009 (Doc. Rif. [2]).

## 2. RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI

### 2.1 Normativa di riferimento

- [1] Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008: "Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", G.U. n.29 del 04.2.2008, Supplemento Ordinario n.30.
- [2] Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- [3] UNI EN 1998-1-1. Ottobre 1997 - Eurocodice 8 – Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture – Parte 1-1: Regole generali – Azioni sismiche e requisiti generali per le strutture.

### 2.2 Riferimenti progettuali

- [4] T00\_GE00\_GET\_RE01\_A - *"Relazione geotecnica generale"*.
- [5] T00\_GE00\_GET\_FG03\_A - *"Svincolo di Bonorva Sud - Sezioni geotecniche Cavalcavia CV01"*.
- [6] T00\_CV01\_GET\_DI01\_A - *"Svincolo di Bonorva Sud - Cavalcavia CV01 - Muri di risvolto spalle - Planimetria"*.
- [7] T00\_CV01\_GET\_DI02\_A - *"Svincolo di Bonorva Sud - Cavalcavia CV01 - Muri di risvolto spalle - Prospetti"*.
- [8] T00\_CV01\_GET\_PE01\_A - *"Svincolo di Bonorva Sud - Cavalcavia CV01 - Muri di risvolto spalle - Pianta Scavi"*.
- [9] T00\_CV01\_GET\_SZ01\_A - *"Svincolo di Bonorva Sud - Cavalcavia CV01 - Muri di risvolto spalle - Sezioni trasversali e Sezione Tipo"*.
- [10] T00\_CV01\_GET\_CA01\_A - *"Svincolo di Bonorva Sud - Cavalcavia CV01 - Muri di risvolto spalle - Spalla 1 - Carpenterie e Armature"*.
- [11] T00\_CV01\_GET\_CA02\_A - *"Svincolo di Bonorva Sud - Cavalcavia CV01 - Muri di risvolto spalle - Spalla 1 - Carpenterie e Armature"*.

### 2.3 Software

- FOND (G. Guiducci). Programma per l'analisi fondazioni dirette. Valutazione capacità portante, pressioni di contatto e stima dei cedimenti.

### 3. DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il Cavalcavia CV01, previsto nell'ambito dello Svincolo di Bonorva Sud al km 0+941,500 della S.S. 131, è costituito da spalle su fondazioni dirette con dimensioni in pianta 8.0 m x 12.0 m e spessore di 1.5 m (vedasi figure seguenti).

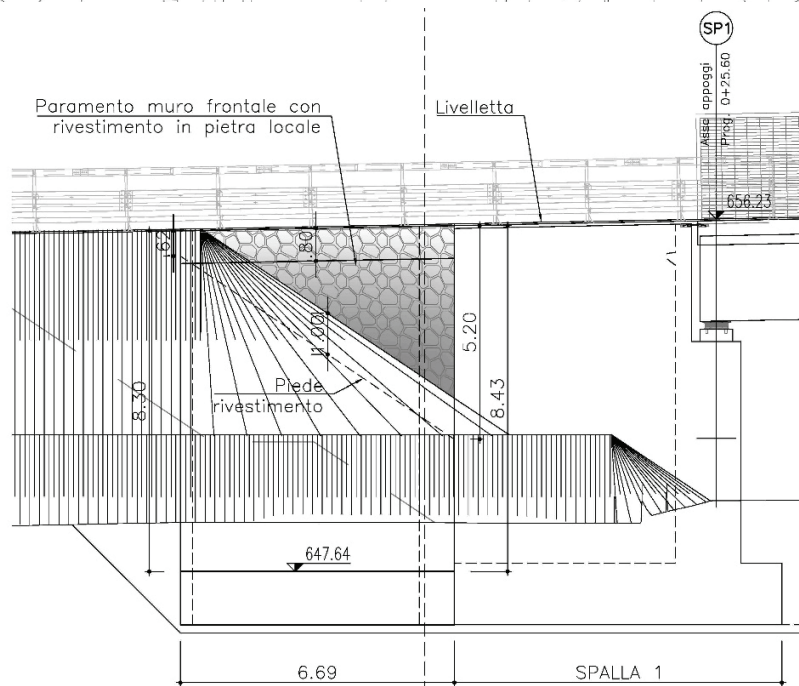
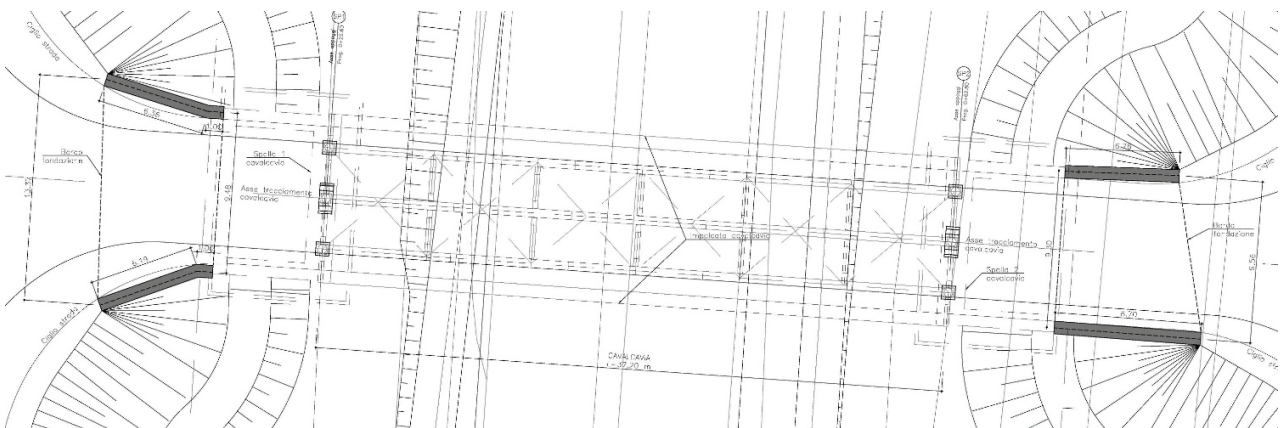


Figura 1: Cavalcavia CV01

#### 4. CONDIZIONI GEOTECNICHE

Nella seguente figura si riporta la sezione stratigrafica longitudinale in corrispondenza dell'opera.

Le indagini hanno evidenziato la presenza di una coltre superficiale ghiaioso sabbiosa con spessore variabile (da 1 m ad un massimo di 6 m in corrispondenza del sondaggio S7), che sovrasta la formazione rocciosa del Basalto di Campeda. Il livello di falda è stato intercettato a 15 m di profondità da p.c..

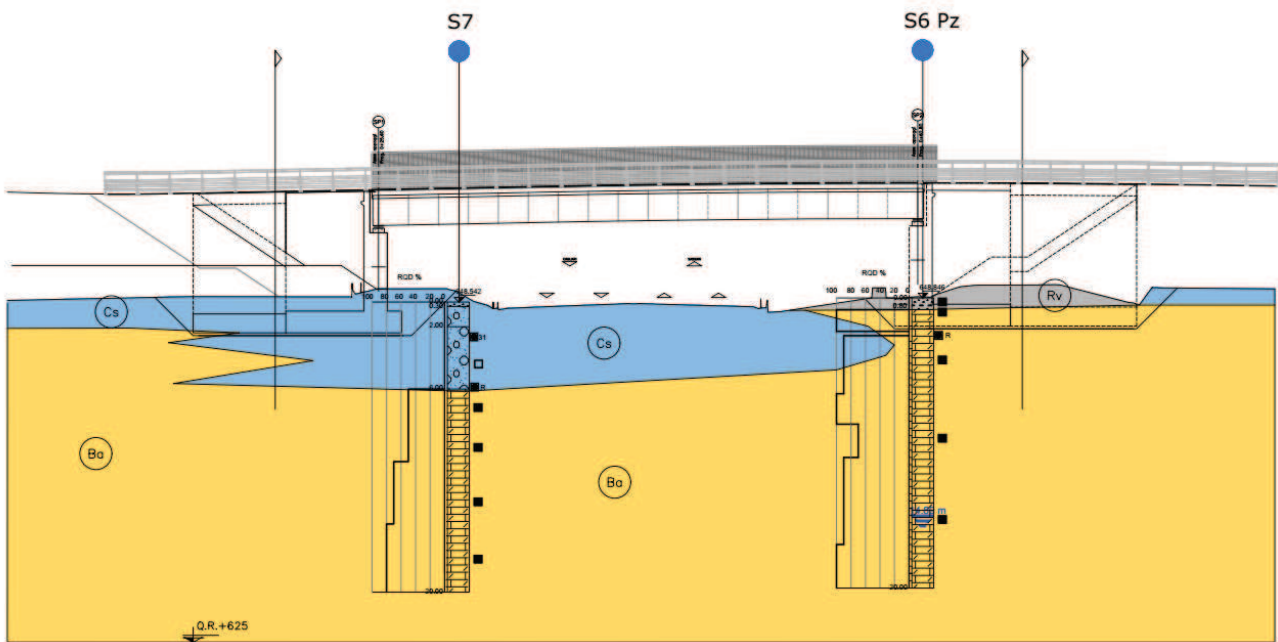


Figura 2. Profilo geotecnico Cavalcavia CV01

A seguire vengono definiti i parametri geotecnici di progetto, desunti sulla base dell'interpretazione delle indagini eseguite, i cui risultati sono dettagliatamente discussi nella relazione geotecnica generale.

Stratigrafia e parametri geotecnici di progetto

**Unità Cs (coltre superficiale ghiaioso sabbioso) da 0.0 a 1.0÷6.0 m di profondità da p.c.**

$\gamma = 17.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 35^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$E_o = 130 \div 400 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

**Unità Ba (Basalto di Campeda) da 1.0÷6.0 m alla massima profondità di interesse progettuale:**

$\gamma = 25.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume
$\varphi' = 26 \div 42^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 26 \div 96 \text{ kPa}$	coesione drenata
$E = 63 \div 700 \text{ MPa}$	modulo di deformazione

## 5. ANALISI FONDAZIONI DIRETTE SPALLE

Il progetto e la verifica delle strutture in questione è stata eseguita mediante il metodo degli "Stati Limite". Nel seguito si riporta una breve descrizione dei criteri di verifica.

### 5.1 Analisi agli stati limite

#### 5.1.1 Verifiche agli SLU

Secondo la normativa vigente si ha:

$$E_d \leq R_d$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

$$E_d = E \left[ \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

ovvero

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[ F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

con  $\gamma_E = \gamma_F$ , e dove  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[ \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Le verifiche vengono condotte con riferimento ad almeno uno dei due approcci, tenendo conto dei coefficienti parziali di riferimento normativo:

Approccio 1:

Combinazione 1: A1 + M1 + R1

Combinazione 2: A2 + M1 + R2

Approccio 2:

Combinazione 1: A1 + M1 + R3



Nel caso in esame si è scelto di svolgere le verifiche secondo l'Approccio 2.  
La normativa vigente prevede i coefficienti riportati nelle seguenti tabelle.

Tabella 1 – Coefficienti parziali di normativa

COEFFICIENTI SULLE RESISTENZE  $\gamma_R$

**Tabella 6.4.I** - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.8$	$\gamma_R = 2.3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.1$	$\gamma_R = 1.1$

### 5.1.2 Verifiche agli SLE

Vengono valutati gli spostamenti e le rotazioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione.

## 5.2 Metodologie di calcolo fondazione diretta

### 5.2.1 Valutazione della capacità portante

Il metodo di calcolo della capacità portante adottato è quello descritto in "Lancellotta - Geotecnica - Ed. Zanichelli - 1993" basato sulle indicazioni teoriche di diversi autori (Terzaghi, Meyerhof, Vesic e Brinch Hansen) che fornisce espressioni analitiche generali per la valutazione della pressione limite di rottura del terreno.

$$P_{lim} = 0.5 \gamma'_t B' N_\gamma S_\gamma I_\gamma G_\gamma + c' N_c S_c I_c G_c + q'_o N_q S_q I_q G_q$$

dove:

$\gamma'_t$  = peso di volume efficace del terreno di fondazione;

$c', \phi'$  = parametri del terreno di fondazione in condizioni drenate;

$B'$  = dimensione efficace della fondazione, funzione dell'eccentricità dei carichi;

$q'_o$  = pressione efficace litostatica verticale al livello del piano di posa della fondazione;

$N_\gamma, N_c, N_q$  = Fattori di capacità portante funzione dell'angolo di resistenza al taglio  $\phi'$ ;

$S_\gamma, S_c, S_q$  = Fattori di forma dipendenti dal rapporto fra le dimensioni dell'impronta della fondazione;

$D_\gamma, D_c, D_q$  = Fattori di profondità funzione del rapporto fra l'approfondimento del piano di posa e le dimensioni reali della fondazione;

$I_\gamma, I_c, I_q$  = Fattori di inclinazione del carico dipendenti dall'inclinazione della risultante dei carichi e dall'adesione

sull'area efficace della fondazione;

$G_g, G_c, G_q$  = Fattori di inclinazione del piano campagna;

Atri simboli, impiegati nel seguito:

$B$  = dimensione reale della fondazione;

$L$  = dimensione reale trasversale della fondazione rettangolare;

$A_{ef} = B' \cdot L'$  = area efficace della fondazione

$D_F$  = profondità di posa della fondazione dal piano di campagna;

$D_W$  = profondità della falda dal piano di campagna;

$\gamma_n$  = peso di volume naturale del terreno di fondazione;

$\gamma'$  = peso di volume efficace del terreno di fondazione;

$c_a$  = coesione di adesione fondazione terreno  $\leq c'$

$F_z$  = carico verticale (applicato al centro dell'impronta di fondazione);

$F_x$  = carico orizzontale (applicato alla quota di posa della fondazione), parallelo alla direzione di  $B$ ;

$F_y$  = carico orizzontale (applicato alla quota di posa della fondazione); parallelo alla direzione di  $L$ ;

$M_x$  = momento flettente (nel piano parallelo alla direzione di  $B$ );

$M_y$  = momento flettente (nel piano parallelo alla direzione di  $L$ ).

Vedasi figure esplicative seguenti.

Le dimensioni efficaci della fondazione sono valutate tramite le seguenti espressioni (Meyerhoff, 1953):

$$B' = B - 2 \cdot M_x / F_z$$

$$L' = L - 2 \cdot M_y / F_z$$

Il metodo di calcolo dei fattori di capacità portante è basato sulle indicazioni teoriche di diversi autori (Terzaghi, Meyerhof, Vesic e Brinch Hansen) che fornisce espressioni analitiche generali per la valutazione della pressione limite di rottura del terreno.

Per i fattori di capacità portante  $N_q$  e  $N_c$  si fa riferimento alle espressioni ricavate analiticamente da Prandtl (1921) e Reissner (1924). Per il fattore  $N_\gamma$  si fa riferimento all'espressione proposta da Caquot e Kérisel (1953):

$$N_q = \tan^2(\pi/4 + \varphi'/2) \cdot e^{\pi \tan \varphi'}$$

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

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

Per i coefficienti di forma si adottano le seguenti espressioni:

$$s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot (B'/L') \cdot K_p$$

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot (B'/L') \cdot K_p$$

$$s_q = s_g$$

in cui:

$$K_p = (1 + \sin \varphi') / (1 - \sin \varphi').$$

Si assume:

$$B'/L' \leq 1.0.$$

$s_y = s_c = s_q = 1$  per fondazione nastroforme

Per tener conto dell'approfondimento del piano di posa si adottano le seguenti espressioni:

$$d_\gamma = 1$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \varphi' \cdot (1 - \sin \varphi')^2 \cdot k$$

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

essendo:

$$k = (DF / B) \quad \text{per } DF / B \leq 1$$

$$k = \tan^{-1}(DF / B) \quad \text{per } DF / B > 1.$$

Per tener conto dell'inclinazione del carico si adottano le seguenti espressioni:

$$i_\gamma = [1 - FX / (FZ + Aef \cdot ca \cdot \cot \varphi')]^{m+1}$$

$$i_q = [1 - FX / (FZ + Aef \cdot ca \cdot \cot \varphi')]^m$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \cdot \tan \varphi')$$

$$m = (2 + B'/L') / (1 + B'/L')$$

Per tener conto dell'inclinazione del piano di posa (angolo  $\alpha$ ) si adottano le seguenti espressioni:

$$b_q = (1 - \alpha \cdot \tan \varphi')^2$$

$$b_\gamma = b_q$$

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

Per tener conto dell'inclinazione del piano campagna (angolo  $\beta$ ) si adottano le seguenti espressioni:

$$g_q = (1 - \tan \beta)^2$$

$$g_\gamma = g_q$$

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

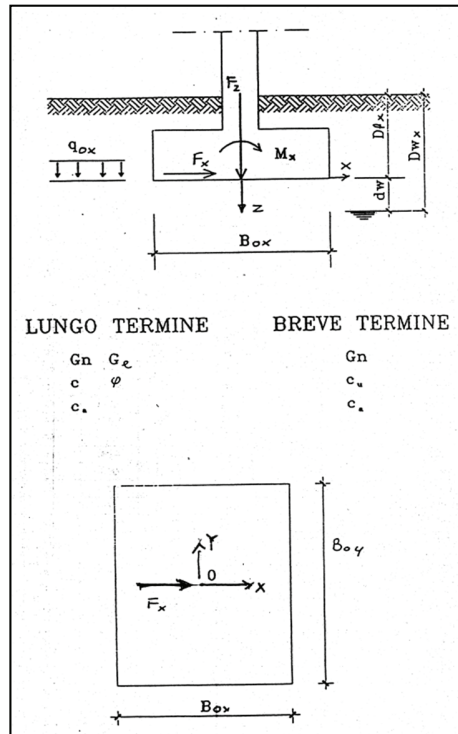


Figura 3: Schema per la verifica della capacità portante

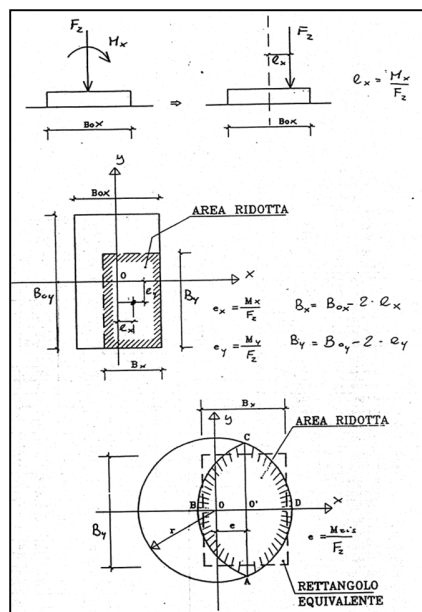


Figura 4: Aree di impronta ridotte in presenza di carichi eccentrici (Meyerhof, 1953)

### 5.2.2 Valutazione dei cedimenti

Il calcolo dei cedimenti, per terreni poggianti su terreni di elevate caratteristiche meccaniche e con elevati fattori di sicurezza alla capacità portante, viene eseguito con formule dedotte dalla teoria della elasticità, considerando l'impronta rigida. Nel seguito si riportano le formule adottate, dedotte da: "Stochastic Response of Foundations" A. Pais, E. Kausel feb. 1985 – Research Report R85-6 – LNEC and INVOTAN Portugal); elaborate, con procedimento numerico approssimato, per impronte rigide su semispazi elastici.

per impronta circolare:

$$\begin{aligned} dz &= F_z / K_z && \text{cedimento verticale,} \\ dh &= F_h / K_h && \text{cedimento orizzontale,} \\ r &= M / K_r && \text{rotazione;} \\ K_z &= 4 G R / (1-\nu) \cdot [1 + 0.54 D_f/R] . \\ K_h &= 8 G R / (2-\nu) \cdot [1 + 0.54 D_f/R] . \\ K_r &= 8 G R^3 / [3 (2-\nu)] \cdot [1 + 2.3 D_f/R + 0.55 (D_f/R)^3] \end{aligned}$$

dove:

G = modulo di deformazione di taglio =  $E / [2 (1+\nu)]$ ,

E = modulo elastico: operativo, per il livello di deformazione atteso,

$\nu$  = coefficiente di Poisson,

R = raggio dell'impronta circolare,

$D_f$  = immorsamento della fondazione nel substrato.

per impronta rettangolare (vedasi figura seguente):

$$\begin{aligned} dz &= F_z / K_z && \text{cedimento verticale,} \\ dx &= F_x / K_x; & dy &= F_y / K_y && \text{cedimenti orizzontali,} \\ rx &= M_x / K_{rx}; & r_{xy} &= M_{xy} / K_{ry} && \text{rotazioni;} \\ K_z &= G B / (1-\nu) \cdot [3.1 L/B0.75 + 1.6] \cdot [1 + (0.25 + 0.25 / (L/B)) \cdot (D_f/B)0.8] \\ dh &= [1 + (0.33 + 1.34 / (1+L/B)) \cdot (D_f/B)0.8] \\ K_x &= G B / (2-\nu) \cdot [6.8 L/B0.65 + 2.4] \cdot dh \\ K_y &= G B / (2-\nu) \cdot [6.8 L/B0.65 + 2.4 + 0.8 (L/B - 1)] \cdot dh \\ K_{rx} &= G B^3 / (1-\nu) \cdot [3.2 L/B + 0.8] \cdot [1 + D_f/B + 1.6 / (0.35 + L/B) (D_f/B)^2] \\ K_{ry} &= G B^3 / (1-\nu) \cdot [3.73 (L/B)2.4 + 0.27] \cdot [1 + D_f/B + 1.6 / (0.35 + (L/B)^4) (D_f/B)^2] \end{aligned}$$

dove, per i simboli non ancora definiti:

L =  $B_x / 2$  semilato maggiore

B =  $B_y / 2$  semilato minore.

Per aree di impronta parzializzate (parzialmente distaccate) si considerano aree equivalenti a quelle effettivamente reagenti.

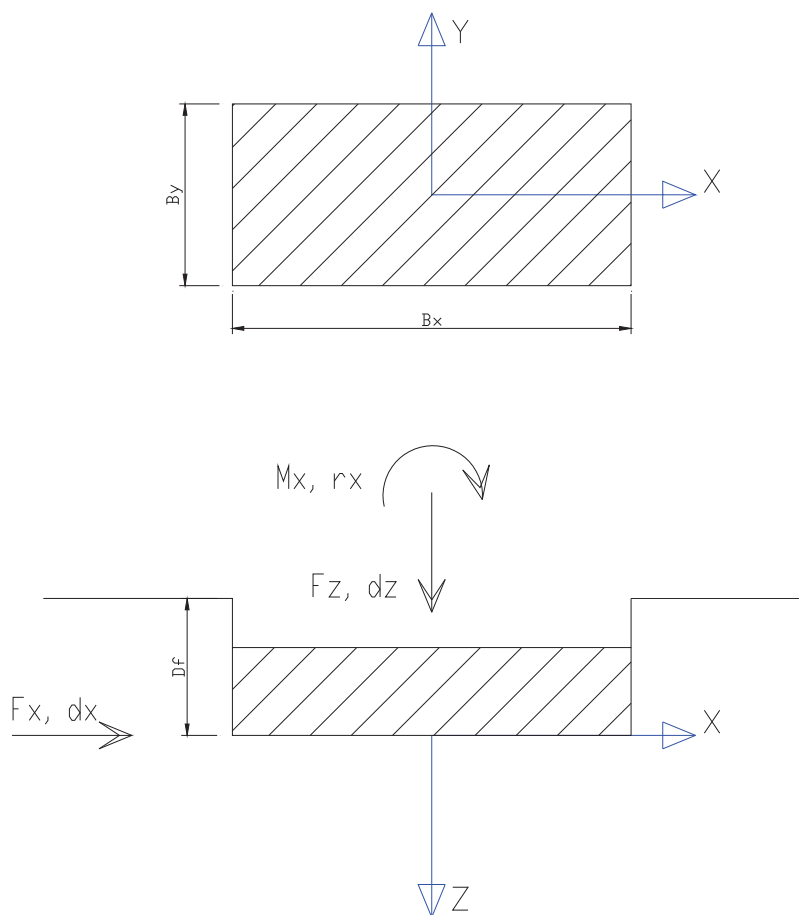
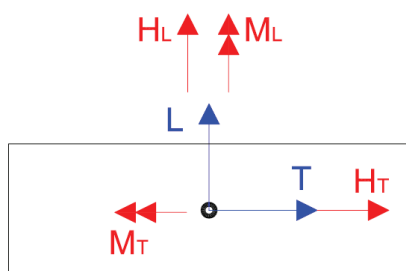


Figura 5: Impronta rettangolare

### 5.3 Carichi agenti in fondazione

Di seguito si riportano i carichi agenti in fondazione nel baricentro ed a quota intradosso zattera, forniti dal progettista strutturale.



STATO LIMITE DI ESERCIZIO					
<b>Sollecitazioni intradosso zattera</b>					
combinazione	N [kN]	VL [kN]	VT [kN]	ML [kNm]	MT [kNm]
1	18406	2149	0	0	3657
2	20164	2380	256	5108	9580
3	20650	2580	153	2964	6049
4	19406	2149	256	3721	6057
STATO LIMITE ULTIMO					
<b>Sollecitazioni intradosso zattera</b>					
combinazione A1-M1	N [kN]	VL [kN]	VT [kN]	ML [kNm]	MT [kNm]
1	24848	2902	0	0	4937
2	27221	3247	384	7180	13189
3	28064	3548	230	4172	8165
4	26198	2902	384	5308	8177
combinazione sismica 1 + kv					
	N [kN]	VL [kN]	VT [kN]	ML [kNm]	MT [kNm]
SL	19120	4474	392	1642	11820
ST	19120	3273	1308	5472	7058
combinazione sismica 1 - kv					
	N [kN]	VL [kN]	VT [kN]	ML [kNm]	MT [kNm]
SL	17791	4285	392	1642	11480
ST	17791	3082	1308	5472	6712

## 5.4 Risultati

L'analisi della fondazione diretta è stata eseguita considerando la quota di imposta a 1.5 m da p.c., e per i terreni di fondazione sono stati assunti cautelativamente i parametri geotecnici dell'unità Cs – ghiaia sabbiosa (vedasi capitolo 4).

Sulla base della geometria della fondazione e della successione stratigrafica è stato valutato il modulo di deformazione elastico operativo nell'ambito dello spessore compressibile, ai fini della stima dei cedimenti della fondazione.

In particolare, per una fondazione rettangolare con dimensione minore  $B=8.0$  m, l'altezza compressibile ( $H_c$ ) può assumersi pari circa a  $H_c=2.75 \cdot B=22$  m. Per i primi 6 m di profondità (unità Cs) si assume un modulo di deformazione operativo  $E'=E_0 / 5 = 200/5=40$  MPa, successivamente si intercetta la roccia (unità Ba) quindi tra 6 e 15 m si assume  $E'=60$  MPa e tra 15 e 23.5 m si assume  $E'=200$  MPa. Quindi nell'ambito dello spessore compressibile ( $H_c$ ) il modulo di deformazione elastico operativo è stimato intorno a  $E'_{op}=110$  MPa.

Nelle tabelle seguenti si riassumono i fattori di sicurezza e le pressioni di contatto per tutte le condizioni di carico SLU statiche e simiche. Inoltre per gli SLE si riportano le deformazioni massime in fondazione.

Le verifiche di capacità portante della fondazione diretta sono soddisfatte, poiché  $FS > 2.3$ , in accordo con il DM 2008 paragrafo 6.4.2.1, Approccio 2 - combinazione A1 + M1 + R3.

Le pressioni in fondazione sono sempre positive (non si ha mai parzializzazione della fondazione), con valore massimo agli SLU di 340 kPa, quindi compatibili con i terreni in fondazione.

Si stima uno spostamento verticale massimo di circa 16 mm, uno spostamento massimo orizzontale di circa 2.45 mm ed una rotazione inferiore ad 1 mRad.

Nell'Allegato 1 si riportano i tabulati di calcolo completi.



Tabella 2 – Analisi SLU

CV01

SPalle - capacità portante-SLU

Verifica Fondazione Superficiale Rettangolare

Lato parallelo asse X Box = 8.00 m

Lato parallelo asse Y Boy = 12.00 m

**Riassunto fattori di sicurezza per tutte le condizioni di carico**

cond.	Fz kN	Fx kN	Mx kN*m	Fy kN	My kN*m	FS
1	24848.2	2901.7	4937.4	.0	.0	7.35
2	27221.4	3247.0	13188.6	383.6	7180.2	5.76
3	28064.4	3548.3	8165.4	230.2	4172.2	6.01
4	26197.8	2901.7	8176.6	383.6	5307.8	6.56
5	19120.0	4474.0	11820.5	392.4	1641.7	6.14
6	19120.0	3272.9	7057.7	1308.1	5472.5	7.55
7	17791.2	4284.8	11480.2	392.4	1641.7	6.42
8	17791.2	3082.0	6711.5	1308.1	5472.5	8.03

- 1: SLU\_A1\_1
- 2: SLU\_A1\_2
- 3: SLU\_A1\_3
- 4: SLU\_A1\_4
- 5: SLV\_+kv\_SL
- 6: SLV\_+kv\_ST
- 7: SLV\_-kv\_SL
- 8: SLV\_-kv\_ST

**Riassunto pressioni di contatto per tutte le condizioni di carico**

cond.	pA kPa	pB kPa	pC kPa	pD kPa	pO kPa	pMey kPa
1	297.4	220.3	220.3	297.4	258.8	272.4
2	424.0	217.9	143.1	349.2	283.6	337.5
3	377.9	250.3	206.8	334.4	292.3	323.3
4	364.4	236.7	181.4	309.1	272.9	306.3
5	300.1	115.4	98.3	283.0	199.2	239.0
6	282.8	172.5	115.5	225.8	199.2	230.4
7	283.6	104.2	87.1	266.5	185.3	224.4
8	266.3	161.4	104.4	209.3	185.3	215.7

- 1: SLU\_A1\_1
- 2: SLU\_A1\_2
- 3: SLU\_A1\_3
- 4: SLU\_A1\_4
- 5: SLV\_+kv\_SL
- 6: SLV\_+kv\_ST
- 7: SLV\_-kv\_SL
- 8: SLV\_-kv\_ST

Per  $M_x > 0$  ed  $M_y > 0$  si ha:  
 A - vertice quadrante X+ Y+  
 B - vertice quadrante X- Y+  
 C - vertice quadrante X- Y-  
 D - vertice quadrante X+ Y-  
 O - centro dell'impronta  
 $p_{Mey} = F_z/A_{ef}$

Tabella 3 – Analisi SLE

Riassunto pressioni di contatto per tutte le condizioni di carico

cond.	pA kPa	pB kPa	pC kPa	pD kPa	pO kPa	pMey kPa
1	220.3	163.2	163.2	220.3	191.7	201.8
2	311.5	161.8	108.6	258.3	210.0	248.9
3	277.8	183.3	152.4	246.9	215.1	237.8
4	268.8	174.2	135.4	230.1	202.1	226.5

1: SLE<sub>1</sub>  
2: SLE<sub>2</sub>  
3: SLE<sub>3</sub>  
4: SLE<sub>4</sub>  
pMey = Fz/Aef

**Deformazioni massime in fondazione**

	dzo mm	dxo mm	rxo mRad	dyo mm	ryo mRad	c.d.c.
D.1	16.195	2.447	.307	.151	.083	3
D.2	16.195	2.447	.307	.151	.083	3
D.3	15.814	2.257	.486	.251	.143	2
D.4	15.814	2.257	.486	.251	.143	2
D.5	15.814	2.257	.486	.251	.143	2

D.1: cond. di carico con dz massimo  
SLE<sub>3</sub>  
D.2: cond. di carico con dx massimo  
SLE<sub>3</sub>  
D.3: cond. di carico con rx massimo  
SLE<sub>2</sub>  
D.4: cond. di carico con dy massimo  
SLE<sub>2</sub>  
D.5: cond. di carico con ry massimo  
SLE<sub>2</sub>

## 6.ALLEGATO 1: ANALISI FONDAZIONI DIRETTE: TABULATI DI CALCOLO FOND

### 6.1 Analisi SLE

pag. 1

CV01  
SPalle - capacit... portante-SLE

Verifica Capacita' Portante Fondazione Superficiale Rettangolare

Lato parallelo asse X	Box =	8.00 m
Profondita' piano di posa	Dfx =	1.50 m
Profondita' falda (dal p.c.)	Dwx =	5.00 m
Pressione efficace laterale di confinamento	qox =	25.50 kPa
Angolo di inclinazione del p.c.	Betx =	.00 gradi
Angolo di inclinazione del piano di posa	Alfx =	.00 gradi

Lato parallelo asse Y	Boy =	12.00 m
Profondita' piano di posa	Dfy =	1.50 m
Profondita' falda (dal p.c.)	Dwy =	5.00 m
Pressione efficace laterale di confinamento	qoy =	25.50 kPa
Angolo di inclinazione del p.c.	Bety =	.00 gradi
Angolo di inclinazione del piano di posa	Alfy =	.00 gradi

Caratteristiche del terreno

Peso di volume naturale	Gn =	17.00 kN/mc
Peso di volume efficace	Gef =	7.00 kN/mc
Angolo di resistenza al taglio	Fi =	35.00 gradi
Coesione	C =	.00 kPa
Coesione di adesione	Ca =	.00 kPa

Formula Generale per la Pressione Limite in Condizioni Drenate  
Metodo di Hansen

$$q_{lim} = 0.5 G_{eq} B N_q S_g D_g I_g G_g B_g + C N_c S_c D_c I_c G_c B_c + q_0 N_q S_q D_q I_q G_q B_q$$

Parameters for settlements evaluation

Vertical:	Ev =	100000. kPa	v =	.30	Def =	.00 m
Horizontal:	Eh =	100000. kPa	v =	.30	Def =	.00 m
Rotation:	Er =	100000. kPa	v =	.30	Def =	.00 m

E = elastic modulus  
v = Poisson coeff.

Def = depth inside elastic half-space

pag. 2

CV01  
SPalle - capacit... portante-SLE

CONDIZIONE DI CARICO 1  
SLE\_1

Coordinate Centri di Carico (c.c.)

c.c.	Xc m	Yc m	Zc m
1	.000	.000	.000

Componenti di Azioni riferite ai Centri di Carico

c.c.	Fzc kN	Fxc kN	Mxc kN*m	Fyc kN	Myc kN*m
1	18406.1	2149.4	3657.4	.0	.0

Componenti delle Azioni risultanti sul piano di posa della fondazione

Fz kN	Fx kN	Mx kN*m	Fy kN	My kN*m
18406.	2149.	3657.	0.	0.

Dimensioni efficaci

Bx = 7.60 m

Area efficace

By = 12.00 m

Peso di volume equivalente del terreno

Aef = 91.23 m<sup>2</sup>

Geqx = 14.29 kN/mc

Geqy = 12.15 kN/mc

pag. 3

CV01  
SPalle - capacit... portante-SLE

CONDIZIONE DI CARICO 1  
SLE\_1

Componenti di Spostamento del Plinto (asse Z verticale)

dz dx rx dy ry

	mm	mm	mRad	mm	mRad
	14.435	2.039	.186	.000	.000
			g (x)	c (x)	q (x)
0.5 Geq Bx		54.316			
C			.000		
qo					25.500
N		33.921		46.124	33.297
S		.747		1.457	1.363
D		1.000		1.000	1.048
I		.742		.804	.810
G		1.000		1.000	1.000
B		1.000		1.000	1.000
		-----		-----	-----
		1020.593		.000	982.579

Pressione limite            q<sub>lim</sub> =    2003.17 kPa  
Carico limite                F<sub>zlim</sub> = 182751.60 kN            (q<sub>lim</sub> \* A<sub>ef</sub>)  
Fattore di sicurezza        FS =            9.93  
                                      FS =            F<sub>zlim</sub> / F<sub>z</sub>

q<sub>o</sub> = q<sub>ox</sub> \* cos(Betx);    se Betx > 0.

pag.    4

CV01  
SPalle - capacit... portante-SLE

CONDIZIONE DI CARICO 2  
SLE\_2

Coordinate Centri di Carico (c.c.)

c.c.	Xc m	Yc m	Zc m
1	.000	.000	.000

Componenti di Azioni riferite ai Centri di Carico

c.c.	Fzc kN	Fxc kN	Mxc kN*m	Fyc kN	Myc kN*m
1	20164.0	2379.6	9580.1	255.8	5108.4

Componenti delle Azioni risultanti sul piano di posa della fondazione

Fz kN	Fx kN	Mx kN*m	Fy kN	My kN*m
20164.	2380.	9580.	256.	5108.

Dimensioni efficaci	Bx =	7.05	m
	By =	11.49	m
Area efficace	Aef =	81.03	m <sup>2</sup>
Peso di volume equivalente del terreno	Geqx =	14.67	kN/mc
	Geqy =	12.34	kN/mc

pag. 5

CV01  
SPalle - capacit... portante-SLE

CONDIZIONE DI CARICO 2  
SLE\_2

Componenti di Spostamento del Plinto (asse Z verticale)

dz mm	dx mm	rx mRad	dy mm	ry mRad
15.814	2.257	.486	.251	.143

	g (x)	c (x)	q (x)
0.5 Geq Bx	51.696		
C		.000	
qo			25.500
N	33.921	46.124	33.297
S	.755	1.443	1.352
D	1.000	1.000	1.048
I	.740	.802	.808
G	1.000	1.000	1.000
B	1.000	1.000	1.000
	-----	-----	-----
	978.631	.000	972.005

Pressione limite	qlim =	1950.64	kPa
Carico limite	Fzlim =	158051.10	kN (qlim * Aef)
Fattore di sicurezza	FS =	7.84	
	FS =	Fzlim / Fz	

$q_0 = q_{0x} * \cos(\text{Betx}); \quad \text{se } \text{Betx} > 0.$

pag. 6

CV01  
SPalle - capacit... portante-SLE

CONDIZIONE DI CARICO 3  
SLE\_3

Coordinate Centri di Carico (c.c.)

c.c.	Xc m	Yc m	Zc m
1	.000	.000	.000

Componenti di Azioni riferite ai Centri di Carico

c.c.	Fzc kN	Fxc kN	Mxc kN*m	Fyc kN	Myc kN*m
1	20650.2	2580.4	6049.2	153.4	2964.4

Componenti delle Azioni risultanti sul piano di posa della fondazione

Fz kN	Fx kN	Mx kN*m	Fy kN	My kN*m
20650.	2580.	6049.	153.	2964.

Dimensioni efficaci

Bx = 7.41 m

By = 11.71 m

Area efficace

Aef = 86.84 m<sup>2</sup>

Peso di volume equivalente del terreno

Geqx = 14.41 kN/mc

Geqy = 12.25 kN/mc

pag. 7

CV01  
SPalle - capacit... portante-SLE

CONDIZIONE DI CARICO 3  
SLE\_3

Componenti di Spostamento del Plinto (asse Z verticale)

dz dx rx dy ry

mm	mm	mRad	mm	mRad
16.195	2.447	.307	.151	.083

	g (x)	c (x)	q (x)
0.5 Geq Bx	53.434		
C		.000	
qo			25.500
N	33.921	46.124	33.297
S	.747	1.457	1.363
D	1.000	1.000	1.048
I	.726	.792	.798
G	1.000	1.000	1.000
B	1.000	1.000	1.000
	-----	-----	-----
	982.568	.000	967.486

Pressione limite            q<sub>lim</sub> =    1950.05 kPa  
 Carico limite                F<sub>zlim</sub> = 169344.30 kN            (q<sub>lim</sub> \* A<sub>ef</sub>)  
 Fattore di sicurezza        FS    =        8.20  
                                       FS    =        F<sub>zlim</sub> / F<sub>z</sub>

q<sub>o</sub> = q<sub>ox</sub> \* cos(Betx);    se Betx > 0.

pag.    8

CV01  
 SPalle - capacit... portante-SLE

CONDIZIONE DI CARICO 4  
 SLE\_4

Coordinate Centri di Carico (c.c.)

c.c.	Xc m	Yc m	Zc m
1	.000	.000	.000

Componenti di Azioni riferite ai Centri di Carico

c.c.	Fzc kN	Fxc kN	Mxc kN*m	Fyc kN	Myc kN*m
1	19405.8	2149.4	6056.7	255.8	3721.4



Componenti delle Azioni risultanti sul piano di posa della fondazione

Fz kN	Fx kN	Mx kN*m	Fy kN	My kN*m
19406.	2149.	6057.	256.	3721.

Dimensioni efficaci	Bx =	7.38	m
	By =	11.62	m
Area efficace	Aef =	85.68	m <sup>2</sup>
Peso di volume equivalente del terreno	Geqx =	14.44	kN/mc
	Geqy =	12.29	kN/mc

pag. 9

CV01  
SPalle - capacit... portante-SLE

CONDIZIONE DI CARICO 4  
SLE\_4

Componenti di Spostamento del Plinto (asse Z verticale)

dz mm	dx mm	rx mRad	dy mm	ry mRad
15.219	2.039	.308	.251	.104

	g (x)	c (x)	q (x)
0.5 Geq Bx	53.253		
C		.000	
qo			25.500
N	33.921	46.124	33.297
S	.746	1.458	1.364
D	1.000	1.000	1.048
I	.754	.814	.819
G	1.000	1.000	1.000
B	1.000	1.000	1.000
	-----	-----	-----
	1016.026	.000	994.191

Pressione limite	qlim =	2010.22	kPa
Carico limite	Fzlim =	172236.40	kN (qlim * Aef)
Fattore di sicurezza	FS =	8.88	
	FS =	Fzlim / Fz	

$$q_0 = q_{0x} * \cos(\text{Betx}); \quad \text{se } \text{Betx} > 0.$$

## 6.2 Analisi SLU

pag. 1

CV01  
SPalle - capacit... portante-SLU

Verifica Capacita' Portante Fondazione Superficiale Rettangolare

Lato parallelo asse X	Box =	8.00 m
Profondita' piano di posa	Dfx =	1.50 m
Profondita' falda (dal p.c.)	Dwx =	5.00 m
Pressione efficace laterale di confinamento	q <sub>0x</sub> =	25.50 kPa
Angolo di inclinazione del p.c.	Betx =	.00 gradi
Angolo di inclinazione del piano di posa	Alfx =	.00 gradi

Lato parallelo asse Y	Boy =	12.00 m
Profondita' piano di posa	Dfy =	1.50 m
Profondita' falda (dal p.c.)	Dwy =	5.00 m
Pressione efficace laterale di confinamento	q <sub>0y</sub> =	25.50 kPa
Angolo di inclinazione del p.c.	Bety =	.00 gradi
Angolo di inclinazione del piano di posa	Alfy =	.00 gradi

Caratteristiche del terreno

Peso di volume naturale	G <sub>n</sub> =	17.00 kN/mc
Peso di volume efficace	G <sub>ef</sub> =	7.00 kN/mc
Angolo di resistenza al taglio	Fi =	35.00 gradi
Coesione	C =	.00 kPa
Coesione di adesione	Ca =	.00 kPa

Formula Generale per la Pressione Limite in Condizioni Drenate  
Metodo di Hansen

$$q_{lim} = 0.5 G_{eq} B N_q S_q D_q I_q G_q B_q + C N_c S_c D_c I_c G_c B_c + q_0 N_q S_q D_q I_q G_q B_q$$

pag. 2

CV01  
SPalle - capacit... portante-SLU

CONDIZIONE DI CARICO 1  
SLU\_A1\_1

Coordinate Centri di Carico (c.c.)

c.c.	Xc m	Yc m	Zc m
1	.000	.000	.000

Componenti di Azioni riferite ai Centri di Carico

c.c.	Fzc kN	Fxc kN	Mxc kN*m	Fyc kN	Myc kN*m
1	24848.2	2901.7	4937.4	.0	.0

Componenti delle Azioni risultanti sul piano di posa della fondazione

Fz kN	Fx kN	Mx kN*m	Fy kN	My kN*m
24848.	2902.	4937.	0.	0.

Dimensioni efficaci

Bx = 7.60 m

By = 12.00 m

Area efficace

Aef = 91.23 m<sup>2</sup>

Peso di volume equivalente del terreno

Geqx = 14.29 kN/mc

Geqy = 12.15 kN/mc

pag. 3

CV01

SPalle - capacit... portante-SLU

CONDIZIONE DI CARICO 1

SLU\_A1\_1

	g (x)	c (x)	q (x)
0.5 Geq Bx	54.316		
C		.000	
qo			25.500
N	33.921	46.124	33.297
S	.747	1.457	1.363
D	1.000	1.000	1.048
I	.742	.804	.810
G	1.000	1.000	1.000
B	1.000	1.000	1.000

1020.593                      .000                      982.579

Pressione limite                       $q_{lim} = 2003.17 \text{ kPa}$   
Carico limite                               $F_{zlim} = 182751.60 \text{ kN}$                        $(q_{lim} * A_{ef})$   
Fattore di sicurezza                       $FS = 7.35$   
     $FS = F_{zlim} / F_z$

$q_0 = q_{0x} * \cos(\beta_{etx}); \quad \text{se } \beta_{etx} > 0.$

pag. 4

CV01  
SPalle - capacit... portante-SLU

CONDIZIONE DI CARICO 2  
SLU\_A1\_2

Coordinate Centri di Carico (c.c.)

c.c.	Xc m	Yc m	Zc m
1	.000	.000	.000

Componenti di Azioni riferite ai Centri di Carico

c.c.	Fzc kN	Fxc kN	Mxc kN*m	Fyc kN	Myc kN*m
1	27221.4	3247.0	13188.6	383.6	7180.2

Componenti delle Azioni risultanti sul piano di posa della fondazione

Fz kN	Fx kN	Mx kN*m	Fy kN	My kN*m
27221.	3247.	13189.	384.	7180.

Dimensioni efficaci                       $B_x = 7.03 \text{ m}$   
     $B_y = 11.47 \text{ m}$   
Area efficace                                       $A_{ef} = 80.66 \text{ m}^2$   
Peso di volume equivalente del terreno                       $G_{eqx} = 14.68 \text{ kN/mc}$   
     $G_{eqy} = 12.34 \text{ kN/mc}$

pag. 5

CV01



-----  
Componenti delle Azioni risultanti sul piano di posa della fondazione

Fz kN	Fx kN	Mx kN*m	Fy kN	My kN*m
28064.	3548.	8165.	230.	4172.

Dimensioni efficaci	Bx =	7.42	m
	By =	11.70	m
Area efficace	Aef =	86.81	m <sup>2</sup>
Peso di volume equivalente del terreno	Geqx =	14.41	kN/mc
	Geqy =	12.26	kN/mc

pag. 7

CV01  
SPalle - capacit... portante-SLU

CONDIZIONE DI CARICO 3  
SLU\_A1\_3

	g (x)	c (x)	q (x)
0.5 Geq Bx	53.453		
C		.000	
qo			25.500
N	33.921	46.124	33.297
S	.746	1.458	1.364
D	1.000	1.000	1.048
I	.723	.789	.796
G	1.000	1.000	1.000
B	1.000	1.000	1.000
	-----	-----	-----
	978.562	.000	965.191

Pressione limite qlim = 1943.75 kPa  
Carico limite Fzlim = 168740.10 kN (qlim \* Aef)

Fattore di sicurezza FS = 6.01  
FS = Fzlim / Fz

qo = qox \* cos(Betx); se Betx > 0.

pag. 8

CV01  
SPalle - capacit... portante-SLU

CONDIZIONE DI CARICO 4  
SLU\_A1\_4

Coordinate Centri di Carico (c.c.)

c.c.	Xc m	Yc m	Zc m
1	.000	.000	.000

Componenti di Azioni riferite ai Centri di Carico

c.c.	Fzc kN	Fxc kN	Mxc kN*m	Fyc kN	Myc kN*m
1	26197.8	2901.7	8176.6	383.6	5307.8

Componenti delle Azioni risultanti sul piano di posa della fondazione

Fz kN	Fx kN	Mx kN*m	Fy kN	My kN*m
26198.	2902.	8177.	384.	5308.

Dimensioni efficaci

Bx = 7.38 m

By = 11.59 m

Area efficace

Aef = 85.52 m<sup>2</sup>

Peso di volume equivalente del terreno

Geqx = 14.44 kN/mc

Geqy = 12.30 kN/mc

pag. 9

CV01

SPalle - capacit... portante-SLU

CONDIZIONE DI CARICO 4  
SLU\_A1\_4

	g (x)	c (x)	q (x)
0.5 Geq Bx	53.253		
C		.000	
qo			25.500
N	33.921	46.124	33.297
S	.746	1.459	1.365
D	1.000	1.000	1.048
I	.754	.814	.819
G	1.000	1.000	1.000

B	1.000	1.000	1.000
	-----	-----	-----
	1015.379	.000	994.687

Pressione limite  $q_{lim} = 2010.07$  kPa  
Carico limite  $F_{zlim} = 171902.30$  kN  $(q_{lim} * A_{ef})$   
Fattore di sicurezza  $FS = 6.56$   
 $FS = F_{zlim} / F_z$

$q_0 = q_{0x} * \cos(\beta_{tx});$  se  $\beta_{tx} > 0.$

pag. 10

CV01  
SPalle - capacit... portante-SLU

CONDIZIONE DI CARICO 5  
SLV\_+kv\_SL

Coordinate Centri di Carico (c.c.)

c.c.	Xc m	Yc m	Zc m
1	.000	.000	.000

Componenti di Azioni riferite ai Centri di Carico

c.c.	Fzc kN	Fxc kN	Mxc kN*m	Fyc kN	Myc kN*m
1	19120.0	4474.0	11820.5	392.4	1641.7

Componenti delle Azioni risultanti sul piano di posa della fondazione

Fz kN	Fx kN	Mx kN*m	Fy kN	My kN*m
19120.	4474.	11820.	392.	1642.

Dimensioni efficaci  $B_x = 6.76$  m  
 $B_y = 11.83$  m  
Area efficace  $A_{ef} = 80.00$  m<sup>2</sup>  
Peso di volume equivalente del terreno  $G_{eqx} = 14.87$  kN/mc  
 $G_{eqy} = 12.21$  kN/mc

pag. 11



CV01  
SPalle - capacit... portante-SLU

CONDIZIONE DI CARICO 5  
SLV\_+kv\_SL

	g (x)	c (x)	q (x)
0.5 Geq Bx	50.296		
C		.000	
qo			25.500
N	33.921	46.124	33.297
S	.771	1.413	1.328
D	1.000	1.000	1.048
I	.535	.636	.647
G	1.000	1.000	1.000
B	1.000	1.000	1.000
	-----	-----	-----
	703.575	.000	764.284

Pressione limite  $q_{lim} = 1467.86$  kPa  
Carico limite  $F_{zlim} = 117430.40$  kN  $(q_{lim} * A_{ef})$   
Fattore di sicurezza  $FS = 6.14$   
 $FS = F_{zlim} / F_z$

$q_o = q_{ox} * \cos(\beta_{tx});$  se  $\beta_{tx} > 0.$

pag. 12

CV01  
SPalle - capacit... portante-SLU

CONDIZIONE DI CARICO 6  
SLV\_+kv\_ST

Coordinate Centri di Carico (c.c.)

c.c.	Xc m	Yc m	Zc m
1	.000	.000	.000

Componenti di Azioni riferite ai Centri di Carico

c.c.	Fzc kN	Fxc kN	Mxc kN*m	Fyc kN	Myc kN*m

-----  
1 19120.0 3272.9 7057.7 1308.1 5472.5  
-----

Componenti delle Azioni risultanti sul piano di posa della fondazione

Fz	Fx	Mx	Fy	My
kN	kN	kN*m	kN	kN*m
19120.	3273.	7058.	1308.	5472.

Dimensioni efficaci	Bx =	7.26 m
	By =	11.43 m
Area efficace	Aef =	82.98 m <sup>2</sup>
Peso di volume equivalente del terreno	Geqx =	14.52 kN/mc
	Geqy =	12.36 kN/mc

pag. 13

CV01  
SPalle - capacit... portante-SLU

CONDIZIONE DI CARICO 6  
SLV\_+kv\_ST

	g (x)	c (x)	q (x)
0.5 Geq Bx	52.713		
C		.000	
qo			25.500
N	33.921	46.124	33.297
S	.746	1.459	1.364
D	1.000	1.000	1.048
I	.640	.723	.731
G	1.000	1.000	1.000
B	1.000	1.000	1.000
	-----	-----	-----
	853.132	.000	887.481

Pressione limite	qlim =	1740.61 kPa	
Carico limite	Fzlim =	144443.30 kN	(qlim * Aef)
Fattore di sicurezza	FS =	7.55	
	FS =	Fzlim / Fz	

$q_o = q_{ox} * \cos(\text{Betx});$  se  $\text{Betx} > 0.$

pag. 14

CV01  
SPalle - capacit... portante-SLU

CONDIZIONE DI CARICO 7  
SLV\_-kv\_SL

Coordinate Centri di Carico (c.c.)

c.c.	Xc m	Yc m	Zc m
1	.000	.000	.000

Componenti di Azioni riferite ai Centri di Carico

c.c.	Fzc kN	Fxc kN	Mxc kN*m	Fyc kN	Myc kN*m
1	17791.2	4284.8	11480.2	392.4	1641.7

Componenti delle Azioni risultanti sul piano di posa della fondazione

Fz kN	Fx kN	Mx kN*m	Fy kN	My kN*m
17791.	4285.	11480.	392.	1642.

Dimensioni efficaci

Bx = 6.71 m

Area efficace

By = 11.82 m  
Aef = 79.28 m<sup>2</sup>

Peso di volume equivalente del terreno

Geqx = 14.91 kN/mc  
Geqy = 12.22 kN/mc

pag. 15

CV01

SPalle - capacit... portante-SLU

CONDIZIONE DI CARICO 7  
SLV\_-kv\_SL

	g (x)	c (x)	q (x)
0.5 Geq Bx	50.027		
C		.000	
qo			25.500
N	33.921	46.124	33.297
S	.773	1.410	1.326
D	1.000	1.000	1.048

I	.524	.627	.638
G	1.000	1.000	1.000
B	1.000	1.000	1.000
	-----	-----	-----
	687.289	.000	752.675

Pressione limite  $q_{lim} = 1439.96$  kPa  
Carico limite  $F_{zlim} = 114153.40$  kN  $(q_{lim} * A_{ef})$   
Fattore di sicurezza  $FS = 6.42$   
 $FS = F_{zlim} / F_z$

$q_0 = q_{0x} * \cos(\beta_{tx});$  se  $\beta_{tx} > 0.$

pag. 16

CV01  
SPalle - capacit... portante-SLU

CONDIZIONE DI CARICO 8  
SLV\_-kv\_ST

Coordinate Centri di Carico (c.c.)

c.c.	Xc m	Yc m	Zc m
1	.000	.000	.000

Componenti di Azioni riferite ai Centri di Carico

c.c.	Fzc kN	Fxc kN	Mxc kN*m	Fyc kN	Myc kN*m
1	17791.2	3082.0	6711.5	1308.1	5472.5

Componenti delle Azioni risultanti sul piano di posa della fondazione

Fz kN	Fx kN	Mx kN*m	Fy kN	My kN*m
17791.	3082.	6712.	1308.	5472.

Dimensioni efficaci

$B_x = 7.25$  m

Area efficace

$B_y = 11.38$  m

Peso di volume equivalente del terreno

$A_{ef} = 82.49$  m<sup>2</sup>

$G_{eqx} = 14.53$  kN/mc

$G_{eqy} = 12.38$  kN/mc

CV01  
SPalle - capacit... portante-SLU

CONDIZIONE DI CARICO 8  
SLV\_-kv\_ST

	g (x)	c (x)	q (x)
0.5 Geq Bx	52.636		
C		.000	
qo			25.500
N	33.921	46.124	33.297
S	.745	1.459	1.365
D	1.000	1.000	1.048
I	.636	.720	.728
G	1.000	1.000	1.000
B	1.000	1.000	1.000
	-----	-----	-----
	846.585	.000	884.354

Pressione limite      qlim =    1730.94 kPa  
Carico limite        Fzlim = 142783.30 kN      (qlim \* Aef)

Fattore di sicurezza    FS =        8.03  
                                  FS =        Fzlim / Fz

qo = qox \* cos(Betx);    se Betx > 0.