

**S.S 685 "DELLE TRE VALLI UMBRE"**  
**TRATTO SPOLETO - ACQUASPARTA**  
**1° stralcio: Madonna di Baiano-Fiorenzuola**

**SUPPORTO AGGIORNAMENTO PROG. DEFINITIVO**

COD. **PG143**

**PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GDG - ICARIA**

**IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:**

Dott. Ing. Nando Granieri  
 Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351

**IL PROGETTISTA:**

Dott. Ing. Federico Durastanti  
 Ordine degli Ingegneri della Prov. di Terni n° A844

**IL GEOLOGO:**

Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini  
 Ordine dei Geologi della Regione Umbria n°108

**IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:**

Dott. Ing. Filippo Pambianco  
 Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A1373

**Il Responsabile di Progetto**

Arch. Pianificatore Marco Colazza

**Il Responsabile del Procedimento**

Dott. Ing.  
 Alessandro Micheli

**PROTOCOLLO**

**DATA**

**IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:**

**MANDATARIA:**

**MANDANTI:**



Dott.Ing. N.Granieri  
 Dott.Arch. N.Kamenicky  
 Dott.Ing. V.Truffini  
 Dott.Arch. A.Bracchini  
 Dott.Ing. F.Durastanti  
 Dott.Ing. E.Bartolucci  
 Dott.Geol. G.Cerquiglini  
 Geom. S.Scopetta  
 Dott.Ing. L.Sbrenna  
 Dott.Ing. E.Sellari  
 Dott.Ing. L.Dinelli  
 Dott.Ing. L.Nani  
 Dott.Ing. F.Pambianco  
 Dott. Agr. F.Berti Nulli

Dott. Ing. D.Carlaccini  
 Dott. Ing. S.Sacconi  
 Dott. Ing. G.Cordua  
 Dott. Ing. V.De Gori  
 Dott. Ing. C.Consorti  
 Dott. Ing. F.Dominici

Dott. Ing. V.Rotisciani  
 Dott. Ing. F.Macchioni  
 Geom. C.Vischini  
 Dott. Ing. V.Piunno  
 Dott. Ing. G.Pulli  
 Geom. C.Sugaroni



**OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI**  
**VIADOTTO MOLINO VECCHIO**

**Viadotto Molino Vecchio - Relazione di calcolo delle sottostrutture**

**CODICE PROGETTO**

**NOME FILE**

T00-VI02-STR-RE02

**REVISIONE**

**SCALA:**

PROGETTO

LIV. PROG.

N. PROG.

**CODICE ELAB.**

T00VI02STRRE02

A

-

LOPG143 D 2007

**A**

Emissione

30/11/2020

L.Sbrenna

F.Durastanti

N.Granieri

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

## **MOLINO VECCHIO: relazione sottostrutture**

<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE .....</b>	<b>5</b>
1.1	GENERALITA' .....	5
1.2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	9
1.3	METODO E PARAMETRI DI CALCOLO .....	9
1.4	PRESCRIZIONE MATERIALI .....	10
1.4.1	Calcestruzzo .....	10
1.4.2	Acciaio armatura .....	10
<b>2</b>	<b>ANALISI SISMICA e ANALISI STRUTTURALE .....</b>	<b>11</b>
2.1	GENERALITA', STRATEGIA DI PROTEZIONE ANTISISMICA e ANALISI STRUTTURALE.....	11
2.2	AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO .....	12
2.2.1	Spettri di risposta elastici.....	15
2.3	AZIONE SISMICA DI PROGETTO.....	16
2.3.1	Stato limite di salvaguardia della vita .....	16
2.3.2	Stato limite di prevenzione del collasso .....	17
2.4	MODELLAZIONE .....	18
2.5	COMBINAZIONE DEI CARICHI.....	19
2.6	RISULTATI ANALISI SISMICA.....	22
2.6.1	Modi di vibrare.....	22
2.6.2	Reazioni .....	23
2.6.3	Spostamenti .....	27
<b>3</b>	<b>ISOLATORI E GIUNTI.....</b>	<b>30</b>
<b>4</b>	<b>PROGETTO E VERIFICA PILA SU GIUNTO (impalcato B= 11.25 m) e FONDAZIONE .....</b>	<b>33</b>
4.1	ANALISI DEI CARICHI .....	33
4.1.1	Azioni statiche trasmesse dall'impalcato .....	33
4.1.2	Azioni dinamiche .....	35
4.2	PROGETTO E VERIFICA PILA .....	37
4.2.1	Geometria .....	37
4.2.2	Combinazioni di carico .....	40
4.2.3	Sintesi azioni .....	45
4.2.4	Verifica di resistenza della pila .....	48
4.2.5	Verifica a fessurazione della pila.....	52
4.3	PROGETTO E VERIFICA FONDAZIONE.....	53
4.3.1	Ripartizione forze nei pali .....	53
4.3.2	Verifica di resistenza della zattera.....	56
4.3.3	Verifica a fessurazione della zattera .....	56
<b>5</b>	<b>PROGETTO E VERIFICA PILA INTERMEDIA (impalcato B= 11.25 m) e FONDAZIONE .....</b>	<b>57</b>

<b>5.1</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI .....</b>	<b>57</b>
5.1.1	Azioni statiche trasmesse dall'impalcato .....	57
5.1.2	Azioni dinamiche .....	59
<b>5.2</b>	<b>PROGETTO E VERIFICA PILA .....</b>	<b>61</b>
5.2.1	Geometria .....	61
5.2.2	Combinazioni di carico .....	64
5.2.3	Sintesi azioni .....	68
5.2.4	Verifica di resistenza della pila .....	71
5.2.5	Verifica a fessurazione della pila .....	75
<b>5.3</b>	<b>PROGETTO E VERIFICA FONDAZIONE .....</b>	<b>76</b>
5.3.1	Ripartizione forze nei pali .....	76
5.3.2	Verifica di resistenza della zattera .....	79
5.3.3	Verifica a fessurazione della zattera .....	79
<b>6</b>	<b>PROGETTO E VERIFICA PILA SU GIUNTO (impalcato B= 15.25 m) e FONDAZIONE .....</b>	<b>80</b>
<b>6.1</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI .....</b>	<b>80</b>
6.1.1	Azioni statiche trasmesse dall'impalcato .....	80
6.1.2	Azioni dinamiche .....	80
<b>6.2</b>	<b>PROGETTO E VERIFICA PILA .....</b>	<b>81</b>
6.2.1	Geometria .....	81
6.2.2	Combinazioni di carico .....	83
6.2.3	Sintesi azioni .....	87
6.2.4	Verifica di resistenza della pila .....	90
6.2.5	Verifica a fessurazione della pila .....	93
<b>6.3</b>	<b>PROGETTO E VERIFICA FONDAZIONE .....</b>	<b>95</b>
6.3.1	Ripartizione forze nei pali .....	95
6.3.2	Verifica di resistenza della zattera .....	101
6.3.3	Verifica a fessurazione della zattera .....	101
<b>7</b>	<b>PROGETTO E VERIFICA SPALLA A e FONDAZIONE .....</b>	<b>102</b>
<b>7.1</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI .....</b>	<b>102</b>
7.1.1	Azioni statiche trasmesse dall'impalcato .....	102
7.1.2	Azioni dinamiche .....	104
<b>7.2</b>	<b>PROGETTO E VERIFICA SPALLA .....</b>	<b>106</b>
7.2.1	Geometria .....	106
7.2.2	Combinazioni di carico .....	109
7.2.3	Spinte del terrapieno .....	113
7.2.4	Sintesi azioni (A1+M1) .....	115
7.2.5	Sintesi azioni (A2+M2) .....	119
7.2.6	Verifica di resistenza della spalla .....	126

7.2.7	Verifica a fessurazione della spalla .....	128
<b>7.3</b>	<b>VERIFICA DEI MURI DI RISVOLTO .....</b>	<b>130</b>
7.3.1	Spessore 45 cm .....	130
7.3.2	Spessore 130 cm .....	136
<b>7.4</b>	<b>PROGETTO E VERIFICA FONDAZIONE .....</b>	<b>142</b>
7.4.1	Ripartizione forze nei pali .....	142
7.4.2	Verifica di resistenza della zattera .....	145
7.4.3	Verifica a fessurazione della zattera .....	149
<b>8</b>	<b>PROGETTO E VERIFICA SPALLA B e FONDAZIONE .....</b>	<b>150</b>
<b>8.1</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI .....</b>	<b>150</b>
8.1.1	Azioni statiche trasmesse dall'impalcato .....	150
8.1.2	Azioni dinamiche .....	150
<b>8.2</b>	<b>PROGETTO E VERIFICA SPALLA .....</b>	<b>151</b>
8.2.1	Geometria .....	151
8.2.2	Combinazioni di carico .....	155
8.2.3	Spinte del terrapieno .....	161
8.2.4	Sintesi azioni (A1+M1) .....	164
8.2.5	Sintesi azioni (A2+M2) .....	168
8.2.6	Verifica di resistenza della spalla .....	171
8.2.7	Verifica a fessurazione della spalla .....	174
<b>8.3</b>	<b>VERIFICA DEI MURI DI RISVOLTO .....</b>	<b>175</b>
8.3.1	Spessore 45 cm .....	175
8.3.2	Spessore 130 cm .....	176
<b>8.4</b>	<b>PROGETTO E VERIFICA FONDAZIONE .....</b>	<b>182</b>
8.4.1	Ripartizione forze nei pali .....	182
8.4.2	Verifica di resistenza della zattera .....	187
8.4.3	Verifica a fessurazione della zattera .....	192

## 1 INTRODUZIONE

### 1.1 GENERALITA'

Oggetto della presente relazione è l'analisi, ai sensi delle NTC 2018, delle sottostrutture dell'impalcato del viadotto "Molino Vecchio" afferente alla "Strada delle tre valli umbre" nel tratto Eggi - Acquasparta.

Il viadotto ha sezione stradale ad unica carreggiata con impalcato largo 11.25 m fino alla pila 5 dopo la quale, fino alla spalla B, diviene largo 15.25 m. Lo sviluppo del viadotto è di 750 m su campate da 30 m ed i giunti di impalcato sono posti in genere ogni 6 campate; tra due giunti consecutivi lo schema statico dell'impalcato è a trave continua. In corrispondenza del giunto sono presenti pile più importanti sulle quali sono presenti 4 + 4 appoggi a sostenere le travate di riva di due corpi di viadotto consecutivi. L'impalcato è costituito da 4 travi prefabbricate in CAP a V alte 1.4 m con soletta in CA gettata in opera di spessore 25 cm. La geometria della sezione trasversale tipo è mostrata di seguito.

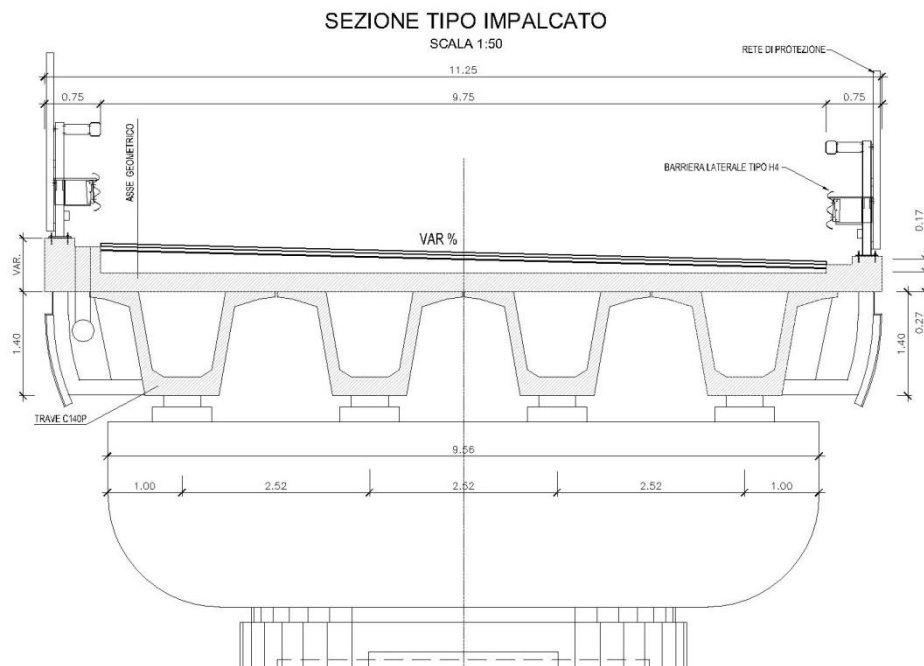
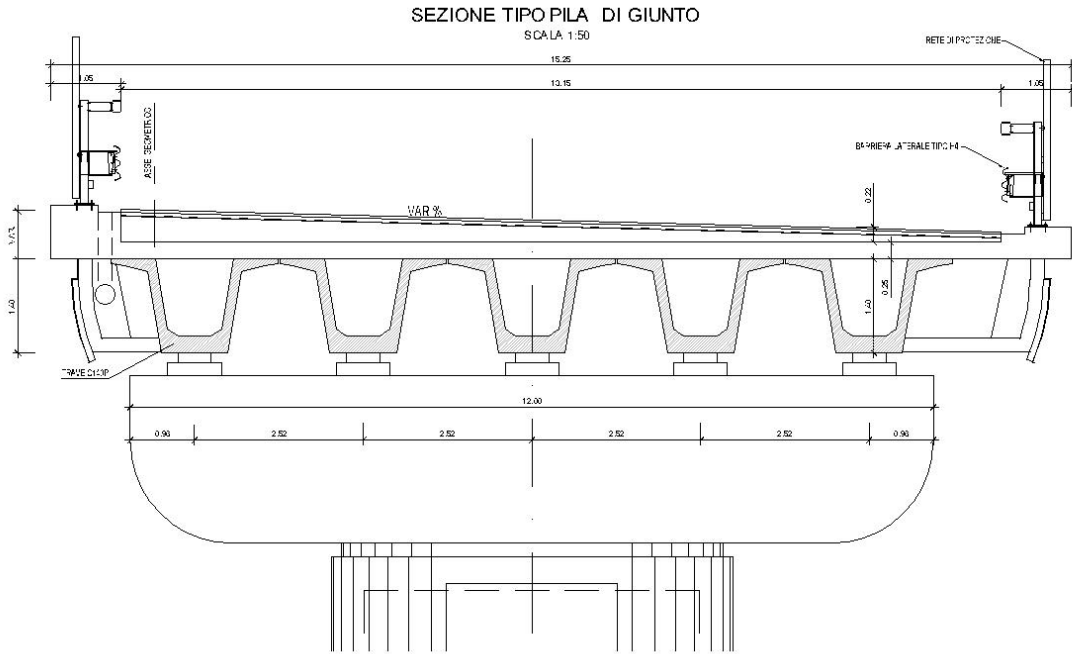
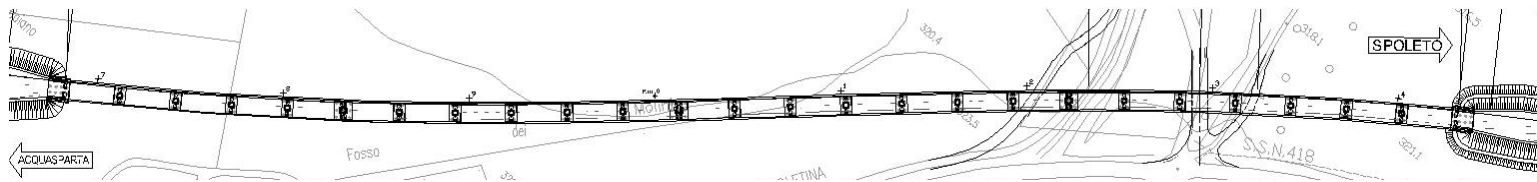


Figura 1-1: sezione trasversale tipo.



**Figura 1-2: sezione trasversale tipo in allargamento.**

L'andamento planimetrico dell'opera è sostanzialmente rettilineo, come mostra la planimetria illustrata di seguito, mentre dal profilo e della sezione longitudinale si desume la regolare altimetria del viadotto.



**Figura 1-3: planimetria viadotto.**

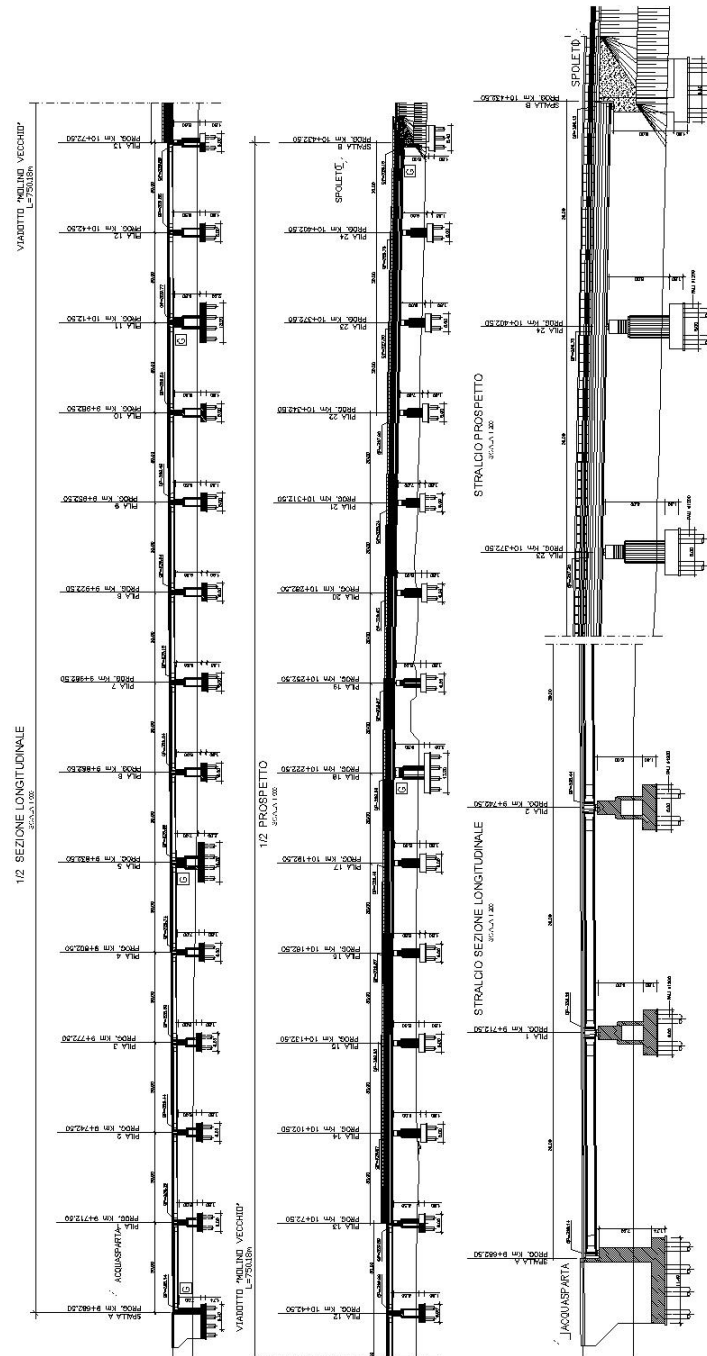


Figura 1-4: sezione longitudinale e prospetto (stralcio).

I sistemi di fondazione delle sottostrutture sono tutti di tipo profondo ed in particolare si ha:

- Spalle: zattere su pali di grande diametro (16 pali e 20 pali  $\varnothing$  1200);
- Pile intermedie: zattera su pali di grande diametro (6 pali e 8 pali  $\varnothing$  1200);



- Pile terminali: zattera su pali di grande diametro (9 pali Ø 1200).

I dispositivi di vincolo dell'impalcato alla sottostruttura sono composti per tutti gli allineamenti da isolatori elastomerici posti uno al di sotto di ogni trave le cui caratteristiche sono descritte nel seguito.

## **1.2 *NORMATIVA DI RIFERIMENTO***

I calcoli strutturali sono stati redatti nella piena osservanza delle normative vigenti, con particolare riferimento al **DECRETO MINISTERIALE 17 gennaio 2018 “AGGIORNAMENTO DELLE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI”**..

## **1.3 *METODO E PARAMETRI DI CALCOLO***

Il calcolo delle sollecitazioni è condotto in campo elastico lineare mediante modelli della struttura formulati secondo la teoria degli elementi finiti (maggiori esplicazioni si rimandano al seguito). Le verifiche di resistenza sono eseguite con **il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite**.

## 1.4 PRESCRIZIONE MATERIALI

### 1.4.1 Calcestruzzo

Pile e spalle: zattere di fondazione e pali

Classe		C25/30
$R_{ck}$ =	resistenza caratteristica cubica	30 MPa
$f_{ck}$ =	resistenza caratteristica cilindrica	25 MPa
$f_{cd}$ =	resistenza di progetto a compressione	14.17 MPa
$f_{cfk}$ =	resistenza a trazione per flessione caratteristica	2.15 MPa
$f_{ctk}$ =	resistenza a trazione caratteristica	1.80 MPa
$E_{cm}$ =	Modulo elastico	31220 MPa
Classe di esposizione XC2		

Pile e spalle: elevazione

Classe		C32/40
$R_{ck}$ =	resistenza caratteristica cubica	40 MPa
$f_{ck}$ =	resistenza caratteristica cilindrica	32 MPa
$f_{cd}$ =	resistenza di progetto a compressione	18.1 MPa
$f_{cfk}$ =	resistenza a trazione per flessione caratteristica	2.54 MPa
$f_{ctk}$ =	resistenza a trazione caratteristica	2.12 MPa
$E_{cm}$ =	Modulo elastico	33346 MPa
Classe di esposizione XC3		

### 1.4.2 Acciaio armatura

Tipo		B450C
$f_{yk}$ =	tensione caratteristica di snervamento	450 MPa
$f_{yd}$ =	resistenza di progetto	391.3 MPa
$E_s$ =	modulo elastico	206000 MPa

## 2 ANALISI SISMICA e ANALISI STRUTTURALE

### 2.1 GENERALITA', STRATEGIA DI PROTEZIONE ANTISISMICA e ANALISI STRUTTURALE

Il viadotto viene decomposto in 4 “sottoviadotti” simicamente indipendenti (salvo il fatto che le pile terminali dei sottoviadotti devono resistere alle azioni ad esse trasmesse dai due corpi contigui ad essa vincolati). Le pile hanno altezza variabile tra 6 e 9.5 m.

La strategia di protezione antisismica adottata è quella dell'isolamento sismico totale, ossia il viadotto è vincolato con isolatori elastomerici, in luogo degli apparecchi di appoggio, che isolano la sovrastruttura sia longitudinalmente che trasversalmente. Quindi la presenza dell'isolatore elastomerico richiede, per un corretto comportamento dell'intero sistema strutturale, che sia la porzione di struttura al di sopra del sistema d'isolamento (sovrastuttura) che quella al di sotto (sottostruttura) si mantengano sostanzialmente in campo elastico, anche per le azioni di verifica allo SLU. La struttura è pertanto progettata senza applicare le regole della gerarchia delle resistenze ed i dettagli costruttivi per la duttilità, applicando le regole valide per la progettazione “non sismica”. Le azioni orizzontali, dovute alla massa dell'impalcato, vengono tutte ripartite tra tutte le sottostrutture.

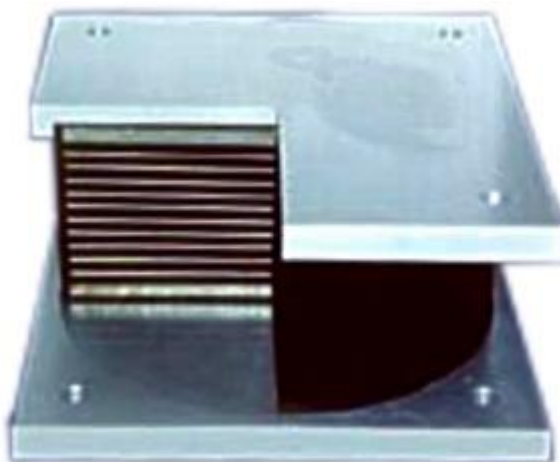


Figura 2-1: isolatore elastomerico.

Gli isolatori elastomerici sono costituiti da strati di materiale elastomerico (gomma naturale o materiali artificiali idonei) alternati a piastre di acciaio, aventi prevalente funzione di confinamento dell'elastomero, e vengono disposti nella struttura in modo da sopportare le azioni e deformazioni orizzontali di progetto trasmesse mediante azioni parallele alla giacitura degli strati di elastomero ed i carichi permanenti ed accidentali verticali mediante azioni perpendicolari agli strati stessi. Sono caratterizzati da ridotta rigidità orizzontale (per garantire il disaccoppiamento del moto orizzontale della struttura da quella del terreno), elevata rigidità verticale (per sostenere i carichi verticali senza apprezzabili cedimenti) ed opportune capacità dissipative. La riduzione della risposta sismica orizzontale si ottiene incrementando il periodo fondamentale della costruzione per portarlo nel campo delle minori accelerazioni di risposta e limitando dunque la massima forza orizzontale trasmessa.

Il dimensionamento dell'isolatore viene fatto in funzione dei carichi verticali in esercizio e allo stato limite ultimo, in funzione dei carichi di esercizio (ai fini della valutazione della rigidità minima) e in funzione degli spostamenti massimi richiesti al dispositivo per una sisma con probabilità di occorrenza pari a quella per eventi che generano SLC (prescrizione che garantisce la richiesta maggiore affidabilità a tali dispositivi). Allo SLV sono invece le forze con cui si procede al progetto e alla verifica delle sottostrutture.

Date le caratteristiche del dispositivo (sostanzialmente a comportamento lineare) e della struttura, verrà condotta un'analisi dinamica lineare con spettro di risposta, in cui le caratteristiche dissipative vengono introdotte mediante opportune modifiche agli spettri di risposta. In seguito sono descritti ulteriori aspetti della modellazione.

## **2.2 AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO**

L'azione sismica è valutata con riferimento alle prescrizioni delle NTC 2018. Tali azioni si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. La pericolosità sismica di base è definita in termini di accelerazione orizzontale massima

attesa in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A) nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza. Nel caso oggetto di studio l'azione sismica di riferimento è lo spettro di progetto elastico.

Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_C^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Il sito oggetto di studio è alle seguenti è alle seguenti coordinate:

LATITUDINE: 42.731

LONGITUDINE: 12.679

La vita nominale scelta per la costruzione ( $V_n$ ) è pari a 50 anni, mentre il coefficiente d'uso della stessa ( $C_u$ ) è pari a 2.0 (classe d'uso IV). Con i dati introdotti si ottengono, per i vari stati limite, i seguenti parametri che permettono di caratterizzare l'azione sismica:

#### **Valori dei parametri $a_g$ , $F_0$ , $T_C^*$ per i periodi di ritorno $T_R$ associati**

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	60	0.082	2.469	0.284
SLD	101	0.101	2.451	0.294
SLV	949	0.225	2.476	0.331
SLC	1950	0.274	2.507	0.342

Per la definizione dello spettro di risposta elastico è necessario conoscere ulteriori parametri di tipo microsismico:

- la categoria di suolo, in accordo con le relazioni specialistiche, è assunta pari a C, ossia:

C) Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti, spessori di superiori a 30 metri, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s30}$  compresi tra 180 e 360 m/s.

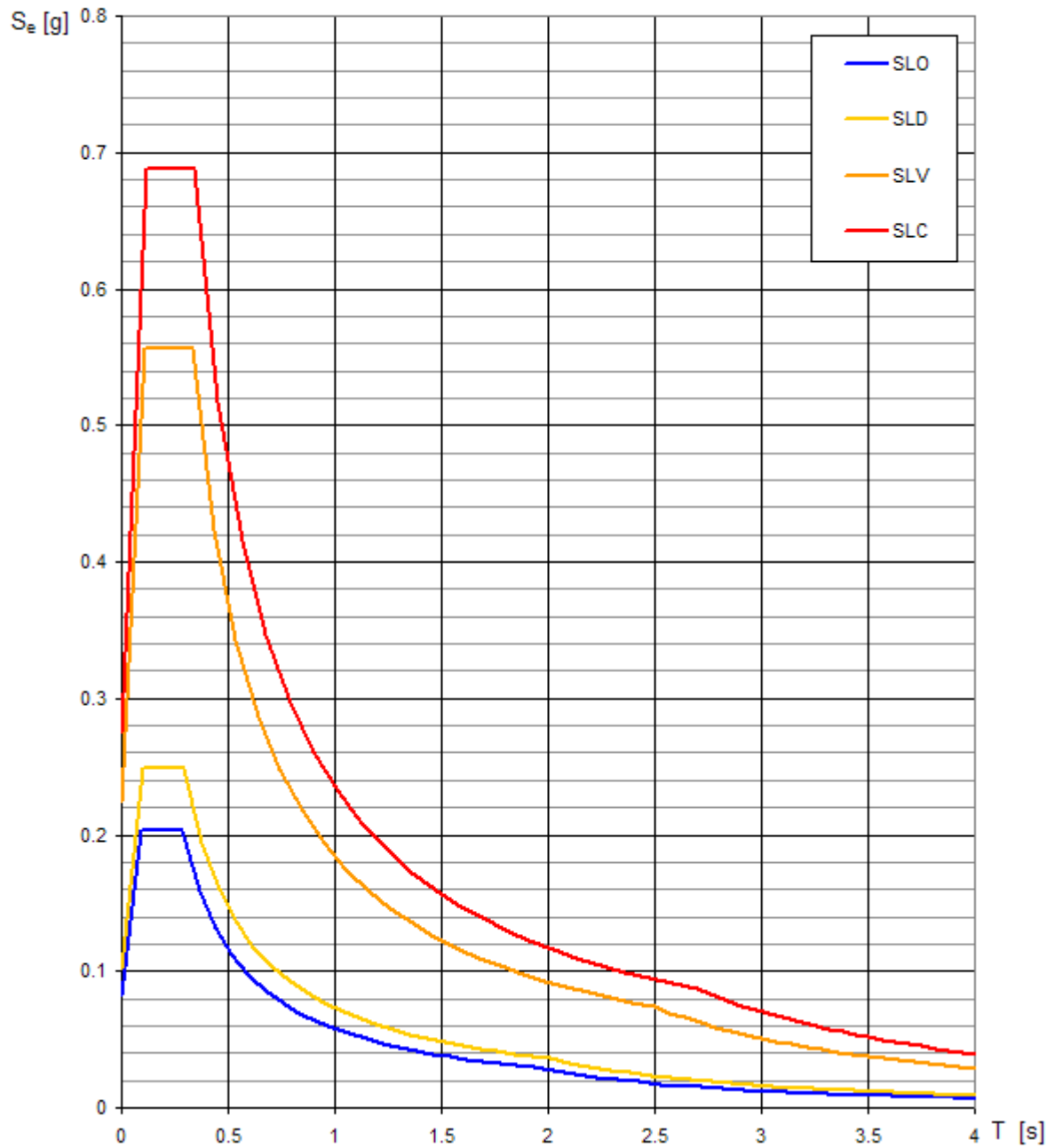
per le condizioni topografiche si è scelto di porsi nella categoria topografica T1.

Da tali parametri è possibile definire lo spettro di risposta elastico che è costituito da una forma spettrale considerata indipendente dal livello di sismicità, moltiplicata per il valore dell'accelerazione massima  $a_g$  che caratterizza il sito e riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%. I vari parametri e gli spettri impiegati nelle analisi sono definiti come di seguito indicato.

$$\begin{array}{l}
 0 \leq T < T_B \\
 T_B \leq T < T_C \\
 T_C \leq T < T_D \\
 T_D \leq T
 \end{array}
 \left|
 \begin{array}{l}
 S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\
 S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \\
 S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{array}
 \right.$$

## 2.2.1 Spettri di risposta elastici

### Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite





## 2.3 AZIONE SISMICA DI PROGETTO

### 2.3.1 Stato limite di salvaguardia della vita

Come anticipato la struttura è isolata e ciò comporta che le azioni sismiche in essa indotte sono di tipo elastico. Il dispositivo adottato ha una rigidezza orizzontale di 1.77 kN/mm e garantisce uno smorzamento viscoso equivalente del 15 %. Tale smorzamento consente di scalare ulteriormente lo spettro tramite il fattore

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55$$

pari a 0.707 per uno smorzamento del 15%. Tale riduzione può essere effettuata solo per valori del periodo maggiori dell'80 % del periodo proprio della struttura (1.78 sec). Essendo pari a 1.4 secondi tale valore, lo spettro di progetto orizzontale allo SLV è quello mostrato di seguito:

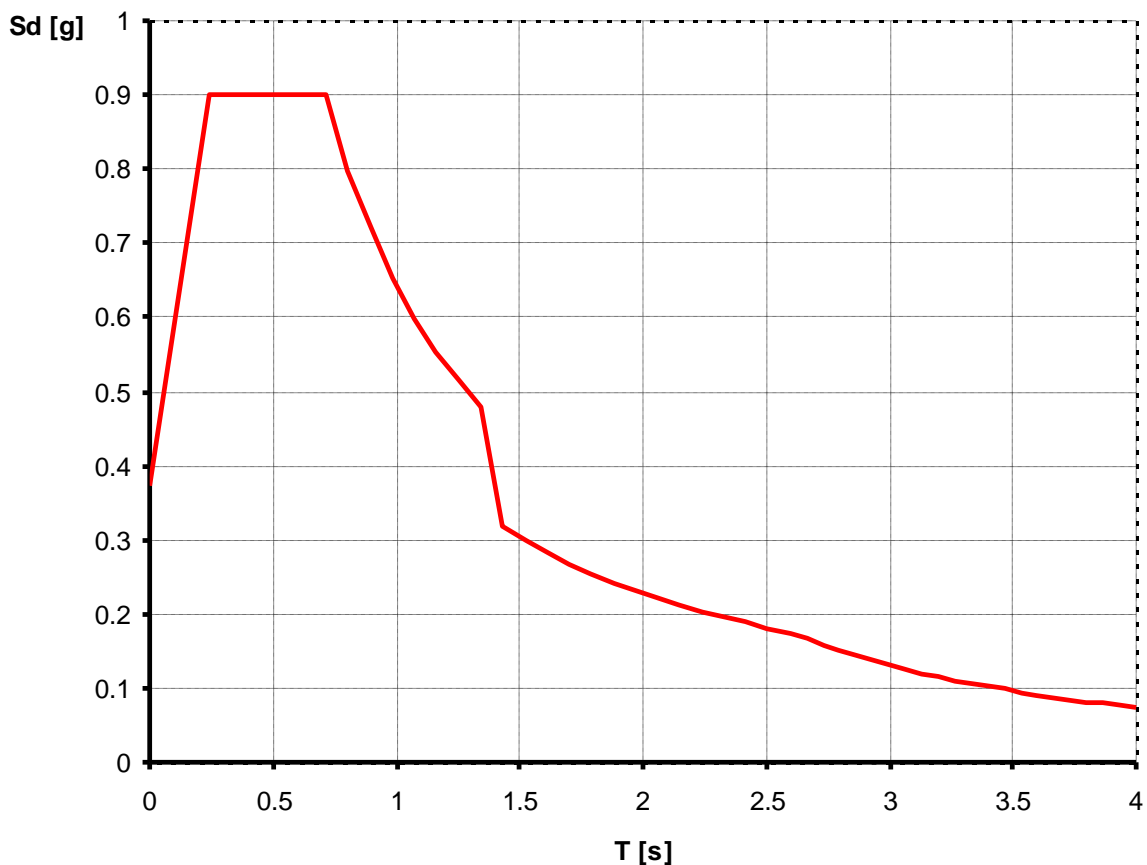


Figura 2-2: spettro di progetto orizzontale SLV.

### 2.3.2 Stato limite di prevenzione del collasso

Analogo discorso permette di definire lo spettro di progetto allo SLC.

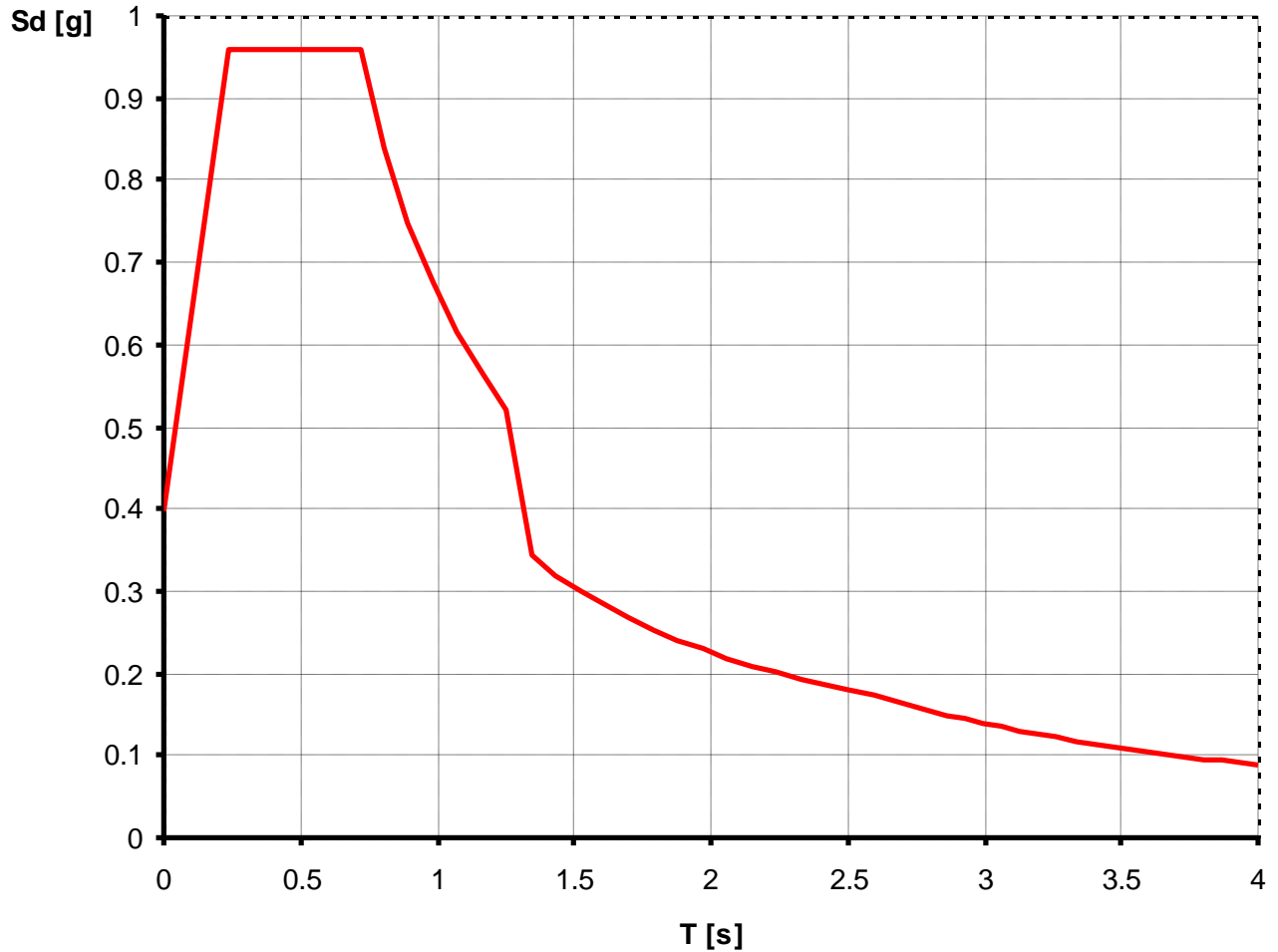


Figura 2-3: spettro di progetto orizzontale SLC.

## 2.4 MODELLAZIONE

L'analisi strutturale del viadotto è stata eseguita su un modello a telaio riprodotto la reale geometria plano-altimetrica del viadotto (si riportano i risultati del penultimo ed ultimo sottoviadotto in quanto con essi si configura la situazione più gravosa). Le masse applicate al sistema sono quelle derivanti dal peso delle pile (valori automaticamente computati dal programma di calcolo) e dal peso dell'impalcato (il cui peso complessivo è di circa 205 kN/m) mentre la rigidezza degli elementi (tipo beam elastiche lineari) è calcolata automaticamente dal programma (per le pile) mentre quella dell'impalcato tiene conto dell'effettiva geometria dei conci. Gli isolatori sono stati modellati come elementi link elastici lineari dotate delle caratteristiche meccaniche effettive determinate in fase di predimensionamento (in particolare ogni link riproduce la rigidezza dei 4 dispositivi posti in parallelo sotto l'impalcato in corrispondenza delle pile intermedie e delle spalle). Si chiaramente tenuto conto della indipendenza sismica tra gli impalcati nella modellazione.

L'analisi condotta è di tipo dinamica lineare con spettro di risposta.

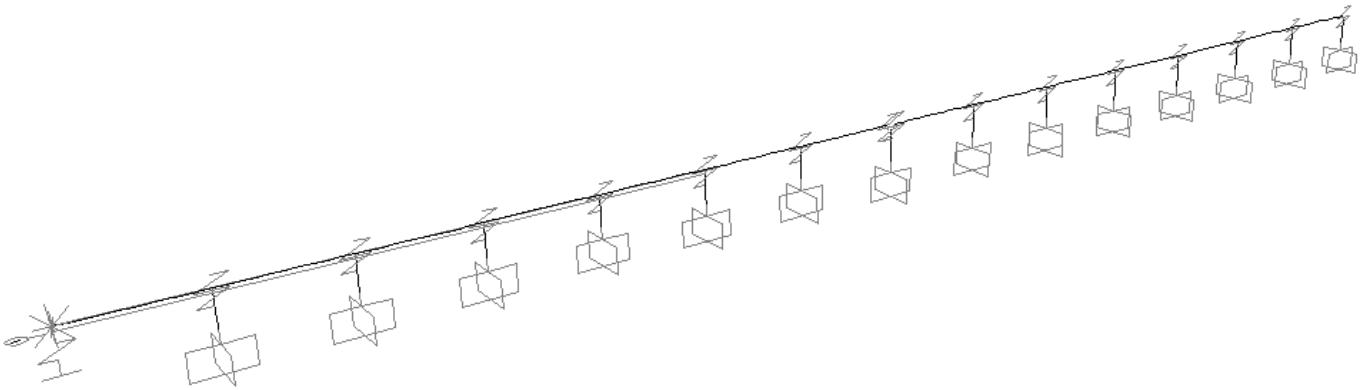


Figura 2-4: modello "F.E.M." del viadotto per l'analisi sismica.

## 2.5 COMBINAZIONE DEI CARICHI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

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

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

- Combinazione caratteristica (rara), impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili:

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

- Combinazione frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

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

- Combinazione quasi permanente (SLE), impiegata per gli effetti a lungo termine:

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

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

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

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omissi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_2$ . Nelle formule sopra riportate il simbolo + vuol dire combinato con.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: EQU
- lo stato limite di resistenza della struttura e della fondazione: STR
- lo stato limite di resistenza del terreno: GEO

Nelle successive tabelle si riportano i valori dei coefficienti parziali delle azioni assunti per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi. Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti parziali  $\gamma_F$  relativi alle azioni riportati nella colonna EQU delle tabelle sopra citate. Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) sono stati adottati due diversi approcci progettuali. Nell'Approccio 1 si impiegano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la

resistenza globale del sistema (R). Nella *Combinazione 1* dell'*Approccio 1*, per le azioni si impiegano i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna A1 delle Tabelle sopra citate. Nella *Combinazione 2* dell'*Approccio 1*, si impiegano invece i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna A2. Nell'*Approccio 2* si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna A1. I coefficienti parziali  $\gamma_M$  per i parametri geotecnici e i coefficienti  $\gamma_R$  che operano direttamente sulla resistenza globale di opere e sistemi geotecnici sono definiti nei capitoli di verifica di tali elementi ed elencati nelle tabelle seguenti.

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		$\gamma_F$			
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

In condizione sismica le verifiche agli stati limite ultimi sono state effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto con i valori dei coefficienti parziali specifici per i casi oggetto di studio.



*Direzione Progettazione e  
Realizzazione Lavori*

STRADA DELLE TRE VALLI UMBRE  
Tratto Eggi-Acquasparta – 1° Stralcio Baiano-Firenzuola

**PROGETTO DEFINITIVO**

---

Relazione di calcolo sottostrutture

---

## 2.6 RISULTATI ANALISI SISMICA

### 2.6.1 Modi di vibrare

I modi di vibrare della struttura hanno le seguenti caratteristiche (si riportano solo i primi 30 modi, mentre per eccitare in tutte le direzioni almeno il 90% della massa totale occorrono 150 modi).

OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode		1.781551	0.56131	3.5268	12.438
MODAL	Mode		1.780792	0.56155	3.5283	12.449
MODAL	Mode		1.75848	0.56867	3.5731	12.767
MODAL	Mode		1.754951	0.56982	3.5803	12.818
MODAL	Mode		1.560099	0.64099	4.0274	16.22
MODAL	Mode		1.55921	0.64135	4.0297	16.239
MODAL	Mode		0.941337	1.0623	6.6747	44.552
MODAL	Mode		0.940971	1.0627	6.6773	44.587
MODAL	Mode		0.434672	2.3006	14.455	208.95
MODAL	Mode		0.434599	2.301	14.457	209.02
MODAL	Mode		0.315355	3.171	19.924	396.97
MODAL	Mode		0.314831	3.1763	19.957	398.3
MODAL	Mode		0.29896	3.3449	21.017	441.71
MODAL	Mode		0.298297	3.3524	21.064	443.67
MODAL	Mode		0.261294	3.8271	24.046	578.23
MODAL	Mode		0.260863	3.8334	24.086	580.14
MODAL	Mode		0.232922	4.2933	26.975	727.68
MODAL	Mode		0.232875	4.2942	26.981	727.97
MODAL	Mode		0.221891	4.5067	28.317	801.83
MODAL	Mode		0.221349	4.5177	28.386	805.76
MODAL	Mode		0.188897	5.2939	33.262	1106.4
MODAL	Mode		0.188481	5.3056	33.336	1111.3
MODAL	Mode		0.16448	6.0798	38.2	1459.3
MODAL	Mode		0.164086	6.0944	38.292	1466.3
MODAL	Mode		0.148844	6.7185	42.213	1782
MODAL	Mode		0.148366	6.7401	42.349	1793.5
MODAL	Mode		0.144679	6.9119	43.428	1886
MODAL	Mode		0.144628	6.9143	43.444	1887.4
MODAL	Mode		0.127896	7.8189	49.127	2413.5
MODAL	Mode		0.127893	7.8191	49.129	2413.6

Figura 2-5: periodi e frequenze.

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode		1.781551	0	0.43804	3.675E-19	0.00	0.44	0.00
MODAL	Mode		1.780792	0	0.32198	0	0.00	0.76	0.00
MODAL	Mode		1.75848	0.67437	0	6.716E-18	0.67	0.76	0.00
MODAL	Mode		1.754951	0.09609	0	1.997E-19	0.77	0.76	0.00
MODAL	Mode		1.560099	0	0.000004059	2.782E-18	0.77	0.76	0.00
MODAL	Mode		1.55921	0	0.000004522	1.94E-17	0.77	0.76	0.00
MODAL	Mode		0.941337	0	0.00606	4.342E-20	0.77	0.77	0.00
MODAL	Mode		0.940971	0	0.00308	4.27E-20	0.77	0.77	0.00
MODAL	Mode		0.434672	1.421E-17	5.282E-11	5.614E-19	0.77	0.77	0.00
MODAL	Mode		0.434599	3.959E-18	1.817E-09	1.587E-19	0.77	0.77	0.00
MODAL	Mode		0.315355	2.403E-08	1.223E-18	0.00632	0.77	0.77	0.01
MODAL	Mode		0.314831	2.55E-08	4.555E-17	0.00647	0.77	0.77	0.01
MODAL	Mode		0.29896	6.776E-08	5.294E-17	0.000003595	0.77	0.77	0.01
MODAL	Mode		0.298297	6.283E-08	9.387E-19	1.174E-07	0.77	0.77	0.01
MODAL	Mode		0.261294	1.103E-07	8.869E-17	0.01458	0.77	0.77	0.03
MODAL	Mode		0.260863	1.037E-07	4.718E-18	0.01564	0.77	0.77	0.04
MODAL	Mode		0.232922	3.128E-16	0.00001352	1.883E-16	0.77	0.77	0.04
MODAL	Mode		0.232875	1.813E-16	0.00001182	3.192E-18	0.77	0.77	0.04
MODAL	Mode		0.221891	0.000000179	3.143E-16	2.113E-08	0.77	0.77	0.04
MODAL	Mode		0.221349	1.725E-07	7.602E-16	2.799E-07	0.77	0.77	0.04
MODAL	Mode		0.188897	2.587E-07	5.899E-18	0.0292	0.77	0.77	0.07
MODAL	Mode		0.188481	2.477E-07	9.641E-19	0.03078	0.77	0.77	0.10
MODAL	Mode		0.16448	2.738E-07	3.971E-16	0.00003525	0.77	0.77	0.10
MODAL	Mode		0.164086	2.671E-07	1.565E-15	2.834E-08	0.77	0.77	0.10
MODAL	Mode		0.148844	1.458E-07	1.47E-18	0.22664	0.77	0.77	0.33
MODAL	Mode		0.148366	1.396E-07	1.239E-18	0.22787	0.77	0.77	0.56
MODAL	Mode		0.144679	9.934E-15	6.748E-10	4.208E-15	0.77	0.77	0.56
MODAL	Mode		0.144628	1.414E-15	1.323E-08	3.105E-16	0.77	0.77	0.56
MODAL	Mode		0.127896	5.911E-08	1.796E-15	8.877E-13	0.77	0.77	0.56
MODAL	Mode		0.127893	3.006E-08	1.261E-16	1.212E-14	0.77	0.77	0.56

Figura 2-6: masse partecipanti.

## 2.6.2 Reazioni

Si riportano le reazioni ed i momenti di incastro indotti dal sisma SLV in entrambi i “sottoviadotti” (indicati con A e B, aventi in comune una pila, rispettivamente l’ultima del modello A e la prima del modello B) e che servono per il calcolo delle sottostrutture. Con 1 si indica l’asse longitudinale, con 2 il trasversale e con 3 l’asse verticale.



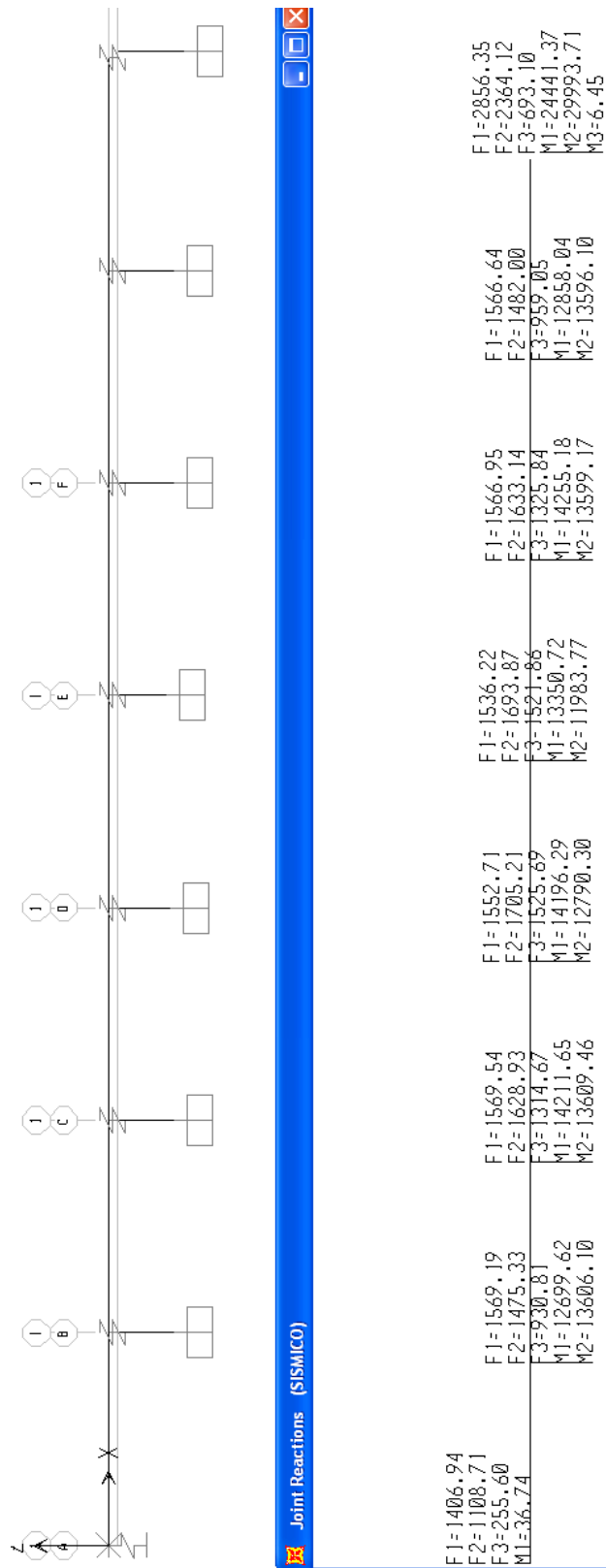


Figura 2-7: reazioni modello A [kN e m].

Relazione di calcolo sottostrutture



Joint Reactions (SISMICO)

F1=2856.35	F1=1587.72	F1=1607.78	F1=1588.13	F1=1587.79	F1=1587.30
F2=2364.12	F2=1729.06	F2=1747.90	F2=1639.65	F2=1491.85	F2=1321.55
F3=693.10	F3=1563.06	F3=1541.80	F3=1305.02	F3=961.23	F3=303.53
M1=2441.37	M1=15982.62	M1=16887.10	M1=15069.13	M1=13531.08	M1=11755.05
M2=29993.71	M2=14461.69	M2=15319.95	M2=14462.35	M2=14458.88	M2=14453.75
M3=6.45					

**Figura 2-8: reazioni modello B [kN e m].**

### 2.6.3 Spostamenti

Nella tabella seguente si riportano gli spostamenti assoluti dell'impalcato nei punti in corrispondenza delle sottostrutture.

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2
Text	Text	Text	Text	m	m
1	SLC	Combination	Max	0.216	0.170
2	SLC	Combination	Max	0.216	0.201
3	SLC	Combination	Max	0.216	0.227
4	SLC	Combination	Max	0.216	0.242
5	SLC	Combination	Max	0.216	0.242
6	SLC	Combination	Max	0.216	0.228
107	SLC	Combination	Max	0.216	0.202
144	SLC	Combination	Max	0.002	0.001
199	SLC	Combination	Max	0.216	0.228
201	SLC	Combination	Max	0.216	0.242
202	SLC	Combination	Max	0.216	0.227
551	SLC	Combination	Max	0.216	0.202
572	SLC	Combination	Max	0.216	0.172
604	SLC	Combination	Max	0.216	0.201
625	SLC	Combination	Max	0.216	0.171

**Figura 2-9: spostamento orizzontale (max ABS) SLC [m].**

Nella tabella seguente sono invece riportati i valori degli spostamenti dell'impalcato allo SLD per i medesimi punti.

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2
Text	Text	Text	Text	m	m
1	SLD	Combination	Max	0.0095	0.0075
2	SLD	Combination	Max	0.0095	0.0088
3	SLD	Combination	Max	0.0095	0.0100
4	SLD	Combination	Max	0.0095	0.0107
5	SLD	Combination	Max	0.0095	0.0107
6	SLD	Combination	Max	0.0095	0.0100
107	SLD	Combination	Max	0.0095	0.0089
110	SLD	Combination	Max	0.0095	0.0076
199	SLD	Combination	Max	0.0095	0.0100
200	SLD	Combination	Max	0.0095	0.0107
201	SLD	Combination	Max	0.0095	0.0107
202	SLD	Combination	Max	0.0095	0.0100
551	SLD	Combination	Max	0.0095	0.0089
604	SLD	Combination	Max	0.0095	0.0089
625	SLD	Combination	Max	0.0095	0.0075

**Figura 2-10: spostamento orizzontale (max ABS) SLD [m].**

La deformazione da termica è invece calcolata nel seguito.

	$T_{max}$	[°C]	41.2
	$T_{min}$	[°C]	-10.4
Temperatura iniziale 3.5.4. NTC 2018	$T_0$	[°C]	15.0
Temp. massima uniforme cao. 6 UNI EN 1991-1-5	$T_{e,max}$	[°C]	41.2
Temp. minima uniforme cao. 6 UNI EN 1991-1-5	$T_{e,min}$	[°C]	0.0
	$\Delta t_0$		20.0
	$\Delta t_{exp}$	[°C]	26.2
	$\Delta t_{con}$	[°C]	15.0
	$\Delta T_{exp,d}$	[°C]	46.2
	$\Delta T_{con,d}$	[°C]	35.0
	$\Delta T_{exp,k}$	[°C]	26.2
	$\Delta T_{con,k}$	[°C]	15.0
Coefficiente di dilatazione termica		[1/°C]	0.00001
Lunghezza di riferimento		[mm]	105000
Elongazione massima		[mm]	48.51
Elongazione minima		[mm]	-36.75

### 3 ISOLATORI E GIUNTI

Gli isolatori elastomerici assolvono alla duplice funzione di apparecchio di appoggio e dispositivo per la protezione sismica. Di seguito è mostrato lo schema di vincolo dell'impalcato che mostra come sia presente un isolatore sotto ogni trave, con la conseguenza di avere sulle pile in corrispondenza del giunto 8 isolatori mentre altrove ce ne sono 4.

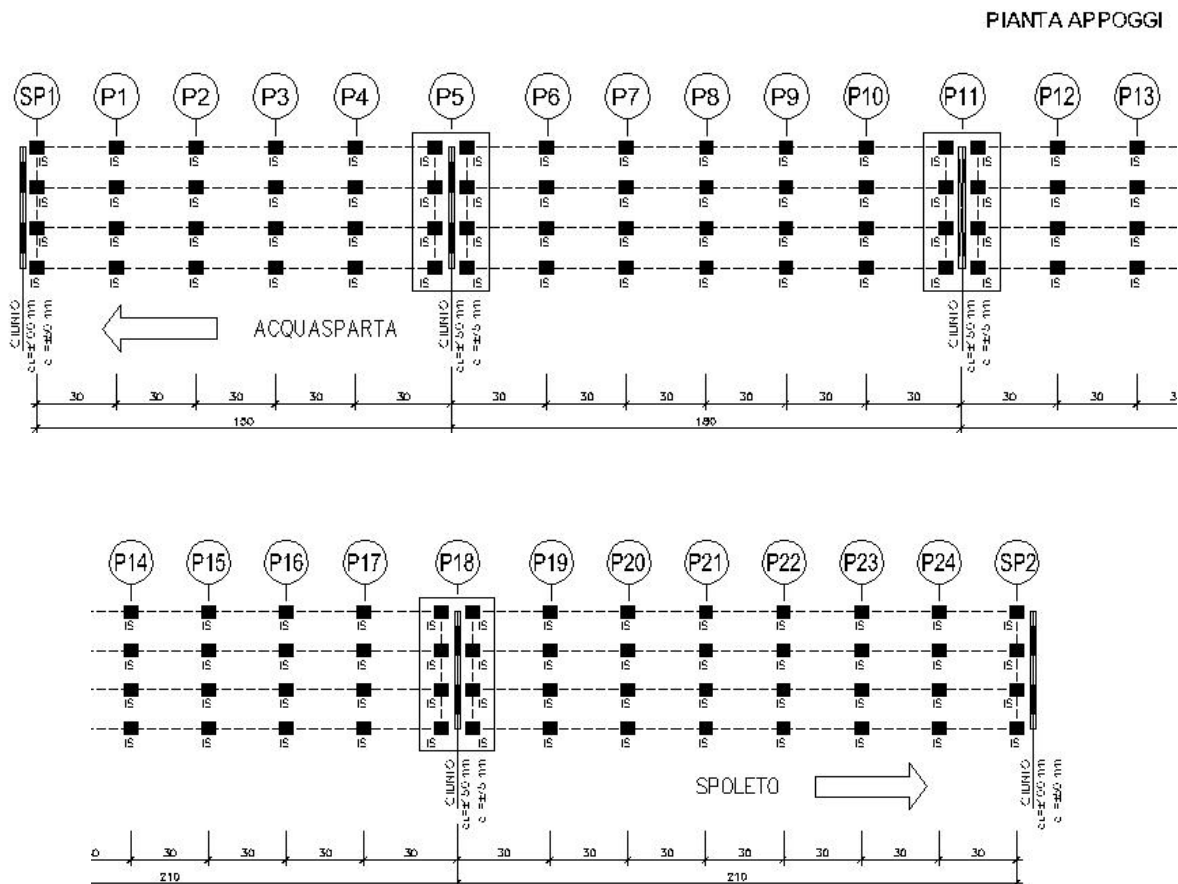


Figura 3-1: schema vincolo (pianta).

Tali dispositivi producono spostamenti anche con le forze orizzontali di esercizio. Il dimensionamento passa appunto per la valutazione della rigidità minima dei dispositivi al fine di avere spostamenti in esercizio compatibili con l'uso. Noto il valore della forza di riferimento in esercizio (la frenatura) e fissando uno spostamento accettabile in esercizio

(20 mm) si individua la rigidezza minima complessiva che gli isolatori tutti insieme devono garantire. Tale valore è 40 kN/mm per ogni sotto-viadotto.

Gli spostamenti trasversali, a SLC, sono pari a (vedi tabella in capitolo precedente):

- SP1, SP2=  $\pm 170$  mm
- P5, P11 e P18=  $\pm 175$  mm
- Altre pile=  $\pm 240$  mm

Gli spostamenti longitudinali, a SLC, devono essere pari almeno a (vedi tabella in capitolo precedente oltre alla somma degli altri contributi):

- SP1, SP2=  $\pm (0.5 \cdot 48.5 + 216) = 240$  mm
- P5, P11 e P18=  $\pm (0.5 \cdot 48.5 + 216) = 240$  mm
- Altre pile=  $\pm (0.5 \cdot 48.5 + 216) = 240$  mm

Gli isolatori dovranno garantire le seguenti corsa:

- SP1, SP2=  $\pm 300$  mm
- P5, P11 e P18=  $\pm 300$  mm
- Altre pile=  $\pm 340$  mm

Il varco, a SLV, dovrà essere almeno pari a:

- SP1, SP2=  $(0.5 \cdot 48.5 + 199) = 225$  mm
- P5, P11 e P18=  $(48.5 + [199^2 + 199^2]^{0.5}) = 330$  mm

Tale valore deve altresì corrispondere alla corsa minima dei giunti.

Riguardo ai carichi, le caratteristiche di tali apparecchi sono di seguito mostrate, con il seguente significato delle sigle:

- SLE= stato limite di esercizio combinazione quasi permanente (carico agente sull'isolatore in situazione sismica);
- SLU= stato limite ultimo.



Relazione di calcolo sottostrutture

ELEMENTO	SCARICHI PER APPOGGIO (kN)			
	Vert.SLU	Vert.SLE	Long.	Trasv.
SP1 - SP2	1900	650	375	300
P5 - P11- P18	2450	650	375	300
P1-P2-P3-P4-P6-P7-P8-P9-P10-P12-P13-P14-P15-P16-P17 P19-P20-P21-P22-P23-P24	4000	1780	375	400

**Figura 3-2: sintesi reazioni SLV (per le verifiche delle sottostrutture) e spostamenti allo SLC (per le verifiche degli isolatori).**

## 4 PROGETTO E VERIFICA PILA SU GIUNTO (impalcato B= 11.25 m) e FONDAZIONE

### 4.1 ANALISI DEI CARICHI

#### 4.1.1 Azioni statiche trasmesse dall'impalcato

##### Travi

p (per trave)	[kN/m]	19.09
n		4
p tot al m	[kN/m]	80.2

##### Soletta

p (al mq)	[kN/m <sup>2</sup> ]	6.3
Larghezza	[m]	11.3
p tot al m	[kN/m]	70.3

##### Marcia piede

p (al mq)	[kN/m <sup>2</sup> ]	8.9
Luce	[m]	0.75
n		2.00
p tot al m	[kN/m]	13.3

##### Barriere

p	[kN/m]	2.5
n		2.0
p tot al m	[kNm/m]	5.0

##### Pavimentazione e massetto

p tot al m	[kN/m]	37.1
------------	--------	------

Lc1 = luce prima campata	[m]	30.0
Lc2= luce seconda campata	[m]	0.0

gamma TC (V)		0.800
gamma TC (T)		1.000

Reazione verticale per appoggio	[kN]	617.6
---------------------------------	------	-------

Relazione di calcolo sottostrutture

**Mobili**

W =	larghezza carreggiata	[m]	9.75	
n <sub>L</sub> =	numero corsie convenzionali		3	
W <sub>c</sub> =	larghezza di una corsia convvenz.	[m]	3	
W <sub>R</sub> =	larghezza zona rimanente	[m]	0.75	
Q <sub>1K</sub> =	carico asse corsia 1	[kN]	300	300
Q <sub>2K</sub> =	carico asse corsia 2	[kN]	200	200
Q <sub>3K</sub> =	carico asse corsia 3	[kN]	100	0
Q <sub>iK</sub> =	carico asse altre corsie	[kN]	0	0
q <sub>1K</sub> =	UDL corsia 1	[kN/m <sup>2</sup> ]	9	9
q <sub>2K</sub> =	UDL corsia 2	[kN/m <sup>2</sup> ]	2.5	2.5
q <sub>3K</sub> =	UDL corsia 3	[kN/m <sup>2</sup> ]	2.5	0
q <sub>iK</sub> =	UDL altre corsie	[kN/m <sup>2</sup> ]	2.5	0
			MAX N	MAX T
ecc UDL 1	[m]		3.38	3.38
ecc UDL 2	[m]		0.38	0.38
ecc UDL 3	[m]		-2.62	
ecc UDL 4	[m]		-4.50	
ecc TS1	[m]		4.38	4.38
ecc TS1	[m]		2.38	2.38
ecc TS2	[m]		1.38	1.38
ecc TS2	[m]		-0.62	-0.62
ecc TS3	[m]		-1.62	
ecc TS3	[m]		-3.62	
M UDL 1	[kNm/m]		91.3	91.3
M UDL 2	[kNm/m]		2.9	2.9
M UDL 3	[kNm/m]		-19.7	0.0
M UDL 4	[kNm/m]		-8.4	0.0
M UDL	[kNm]		990.3	1411.7
M TS1	[kNm]		2028.0	2028.0
M TS2	[kNm]		152.0	152.0
M TS3	[kNm]		-524.0	0.0
Momento torcente mobili totale	[kNm]		3636.7	5003.3
Reazione verticale mobili totale	[kN]		1702.5	1394.0
Eccentricità forza equivalente	[m]		2.14	3.59
Eccentricità trave 1 (rispetto baricentro)	[m]		3.8	3.8
Eccentricità trave 2 (rispetto baricentro)	[m]		1.3	1.3
Eccentricità trave 3 (rispetto baricentro)	[m]		-3.8	-3.8

Eccentricità trave 4 (rispetto baricentro)	[m]	-1.3	-1.3
Eccentricità trave 5 (rispetto baricentro)	[m]		0.0
Eccentricità trave 6 (rispetto baricentro)	[m]		0.0

Reazione verticale per carico verticale per appoggio	[kN]	425.6	348.5
Reazione verticale massima per eccentricità (+ o -)	[kN]	432.9	595.6

Reazione totale per appoggio massima	[kN]	1476.2	1561.8
Reazione totale per appoggio minima	[kN]	610.3	370.5

gamma SLU permanenti		1.35	1.35
gamma SLU mobili		1.35	1.35

Reazione totale per appoggio massima SLU	[kN]	1992.9	2108.4
Reazione totale per appoggio minima SLU	[kN]	824.0	500.2

gamma SLE permanenti rara		1.00	1.00
gamma SLE mobili rara		1.00	1.00

Reazione totale per appoggio massima SLE	[kN]	1476.2	1561.8
Reazione totale per appoggio minima SLE	[kN]	610.3	370.5

gamma SLE permanenti sisma		1.00	1.00
gamma SLE mobili sisma		0.00	0.00

Reazione totale per appoggio massima SLE	[kN]	617.6	617.6
Reazione totale per appoggio minima SLE	[kN]	617.6	617.6

Le risultanti sul piano appoggi dei carichi trasmessi dall'impalcato sono dunque le seguenti::

	N [kN]	H <sub>l</sub> [kN]	H <sub>t</sub> [kN]	M <sub>t</sub> [kNm]
Peso impalcato	4980	0	0	0
Ritiro	0	0	0	0
Gradiente termico	0	0	0	0
Accidentali max N	3400	0	0	3640
Accidentali max M <sub>t</sub>	2800	0	0	5000
Vento	0	0	410	910

#### 4.1.2 Azioni dinamiche

Le azioni sismiche allo spiccato della pila sono invece le seguenti:

Sisma longitudinale

Relazione di calcolo sottostrutture

---

Taglio longitudinale $H_l$	2856	[kN]
Momento longitudinale $M_l$	29993	[kNm]

Sisma trasversale

Taglio trasversale $H_t$	2364	[kN]
Momento trasversale $M_t$	24450	[kNm]

Sisma verticale

Forza verticale $\Delta N$	700	kN]
----------------------------	-----	-----

## 4.2 PROGETTO E VERIFICA PILA

### 4.2.1 Geometria

Si riportano di seguito prospetti, piante e sezioni afferenti alla pila oggetto di studio.

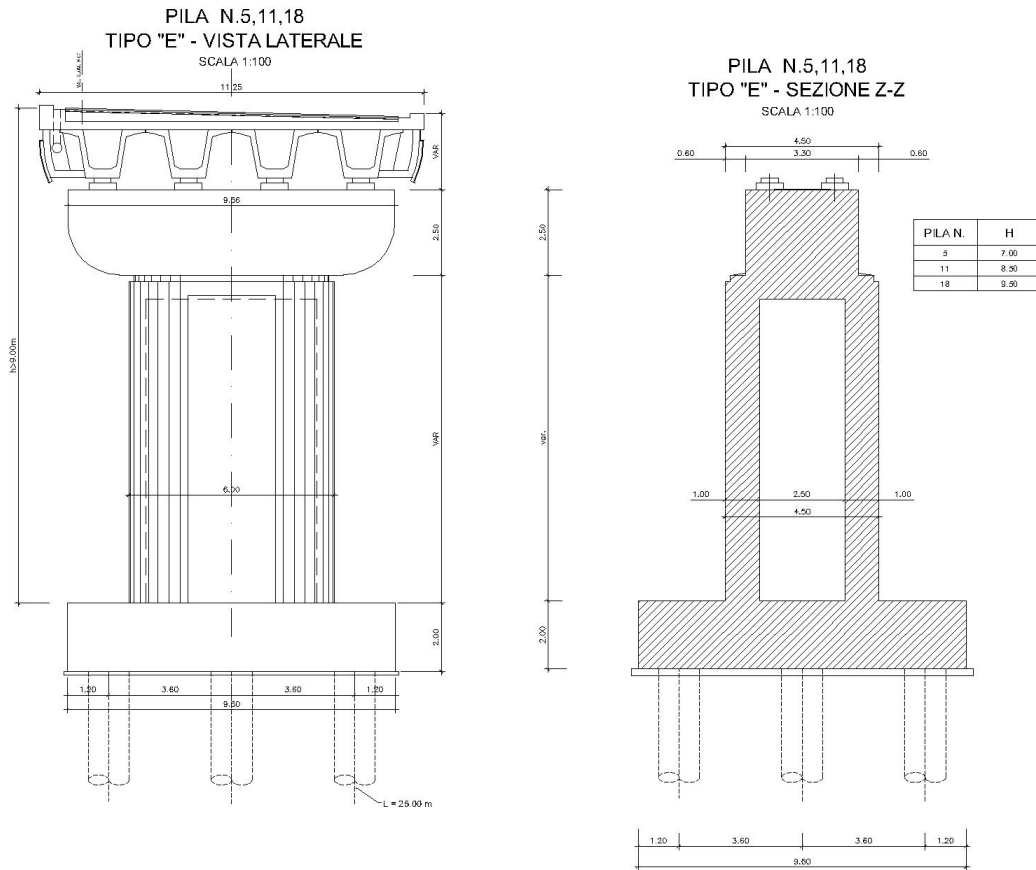
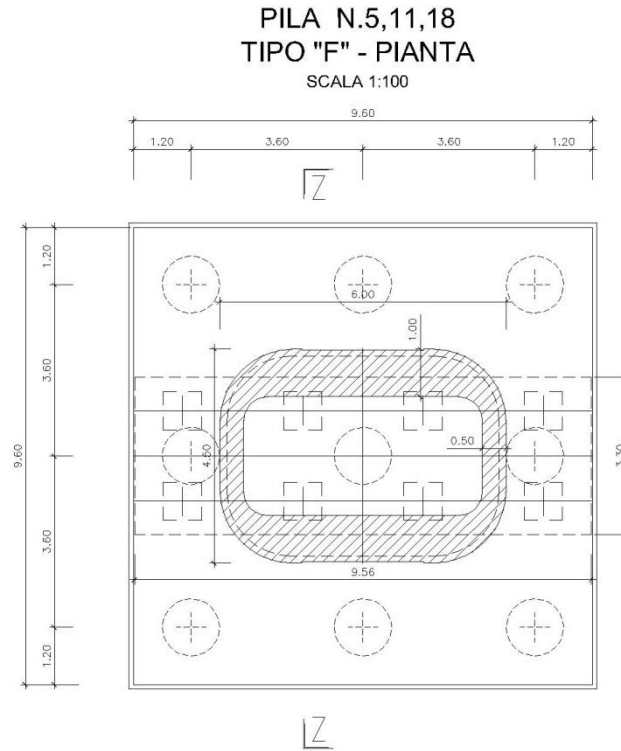


Figura 4-1: prospetto e sezione pila.



**Figura 4-2: pianta fondazione.**

### ZATTERA

Altezza $h_{zattera}$	2.00	m
Dimensione longitudinale $L_{long}$	9.60	m
Dimensione trasversale $L_{trasv}$	9.60	m
Profondità intradosso zattera dal p.c.	2.00	m

### PILA

Si assume che il fusto pila e il pulvino siano simmetrici sia longitudinalmente che trasversalmente e che la sezione trasversale del fusto pila sia costante con l'altezza.

### Altezze

Baggioli $h_{bagg}$	0.20	m
Pulvino $h_{pulvino}$	2.50	m
Fusto pila $h_{pila}$	4.50	m

### Sezioni in pianta

Baggiolo $A_{bagg}$	0.64	m <sup>2</sup>
n° totale baggioli	4	
Valore medio pulvino $A_{m,pl}$	31.68	m <sup>2</sup>
Area fusto pila allo spiccato pila	12.65	m <sup>2</sup>

### Prospetti longitudinali

Relazione di calcolo sottostrutture

---

Larghezza media pulvino $L_{long,pulv}$	3.30	m
Altezza baric. prospetto pulvino da spiccato pulvino	1.20	m
Larghezza fusto pila $L_{long,pila}$	4.50	m
Altezza fusto pila dal p.c.	4.50	m
Altezza baric. prospetto fusto pila dal p.c.	2.25	m



### GEOMETRIA PALIFICATA

Numero totale di pali della zattera 9

#### Coordinate pali rispetto al baricentro della zattera

Pali	X (m)	Y (m)
1	3.60	4.30
2	3.60	0.00
3	3.60	-4.30
4	0.00	4.30
5	0.00	0.00
6	0.00	-4.30
7	-3.60	4.30
8	-3.60	0.00
9	-3.60	-4.30

## 4.2.2 Combinazioni di carico

### Stato limite ultimo

Coefficienti moltiplicativi che tengono conto della non contemporaneità delle varie azioni variabili trasmesse dall'impalcato alla spalla

TABELLA 5.1.VI- Coefficienti  $\psi$  per azioni variabili (SLU) - impalcato (Testo unico)

	Coeff. $\psi$		
	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Accidentali - frenamento	0.75	0.75	0
Vento ponte scarico	0.6	0.2	0
Vento ponte carico	0.6	--	--
Temperatura	0.6	0.6	0.5

TABELLA 5.2.V - Coefficienti parziali relativi alle azioni (SLU) - Impalcato (Testo unico)

Parametro		Coeff. parziali	
		$\gamma_f$	
		A1	A2
Permanente sfavorevole	G-	1.35	1.00
Permanente favorevole	G+	1.00	1.00
Variabile sfavorevole Q-	accidentali	1.35	1.15
	vento	1.50	1.30

Variabile favorevole Q+	ritiro, ...	1.20	1.00
	accidentali	0.00	0.00
	vento	0.00	0.00
	ritiro, ...	0.00	0.00

TABELLA 6.2.I - Coefficienti parziali relativi alle azioni (SLU) - Terreno (Testo unico)

Parametro		Coeff. parziali	
		$\gamma_f$	
		A1	A2
Permanente sfavorevole	G-	1.40	1.00
Permanente favorevole	G+	1.00	1.00
Variabile sfavorevole	Q-	1.50	1.30
Variabile favorevole	Q+	0.00	0.00

TABELLA 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri del terreno (Testo unico)

Parametro		Coeff. parziali	
		$\gamma_m$	
		M1	M2
Tan. angolo attrito interno	$\tan \phi'_k$	1.00	1.25
Coesione efficace	$c'_k$	1.00	1.25
Coesione non drenata	$c_{uk}$	1.00	1.40
Peso unità di volume	$\gamma$	1.00	1.00

TABELLA 6.4.I - Coefficienti parziali per fondazioni superficiali (Testo unico)

Parametro	Coeff. parziali $\gamma_r$		
	R1	R2	R3
Capacità portante	1.00	1.80	2.30
Scorrimento	1.00	1.10	1.10

**AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO E DALLA PILA IN CONDIZIONI DI SISMA**

Per tutte le azioni sismiche si fa riferimento ai risultati di un' analisi dinamica modale svolta sulla base dello spettro di risposta relativo allo stato limite SLV le azioni sono relative a quota spiccato pila, nella proiezione verticale del baricentro della pila.

Sisma longitudinale  $E_x$

$$H_{s,l} = 285.60 \quad t$$

$$M_{s,l} = 2999.30 \quad t*m$$

Sisma trasversale  $E_y$

$$H_{s,t} = 236.40 \quad t$$

$$M_{s,t} = 2445.00 \quad t*m$$

Sisma verticale  $E_z$

Gli effetti della componente verticale dell'azione sismica sulle pile possono essere omessi nelle zone di sismicità bassa e moderata. In zone di alta sismicità questi effetti devono essere analizzati solo in casi eccezionali in cui le pile sono soggette ad elevate flessioni generate dalle azioni permanenti sull'impalcato.

$$\Delta N_s = 70.00 \quad t$$

Combinazioni delle componenti  $E_x$ ,  $E_y$ ,  $E_z$  dell'azione sismica

Riassumendo le azioni relative alle tre componenti dell'azione sismica, si ha:

	N (t)	$H_l$ (t)	$H_t$ (t)	$M_l$ (t*m)	$M_t$ (t*m)
$E_x$	0.00	285.60	0.00	2999.30	0.00
$E_y$	0.00	0.00	236.40	0.00	2445.00
$E_z$	70.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Come da NTC2018, le componenti elementari  $E_x$ ,  $E_y$ ,  $E_z$  dell'azione sismica devono essere combinate tra loro secondo la relazione:

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

con rotazione degli indici x, y, z.

Nel caso in esame si considera 1 azione sismica longitudinale ( $E_{x+}$ ), 1 azione sismica trasversale ( $E_{y+}$ ) e 2 azioni sismiche verticali ( $E_{z\pm}$ ). Si hanno dunque 6 diverse combinazioni:



*Direzione Progettazione e  
Realizzazione Lavori*

STRADA DELLE TRE VALLI UMBRE  
Tratto Eggi-Acquasparta – 1° Stralcio Baiano-Firenzuola

**PROGETTO DEFINITIVO**

---

Relazione di calcolo sottostrutture

---

*Sisma longitudinale dominante con accelerazione verticale positiva*

N (t)	H <sub>l</sub> (t)	H <sub>t</sub> (t)	M <sub>l</sub> (t*m)	M <sub>t</sub> (t*m)
21.00	285.60	70.92	2999.30	733.50

*Sisma longitudinale dominante con accelerazione verticale negativa*

N (t)	H <sub>l</sub> (t)	H <sub>t</sub> (t)	M <sub>l</sub> (t*m)	M <sub>t</sub> (t*m)
-21.00	285.60	70.92	2999.30	733.50

*Sisma trasversale dominante con accelerazione verticale positiva*

N (t)	H <sub>l</sub> (t)	H <sub>t</sub> (t)	M <sub>l</sub> (t*m)	M <sub>t</sub> (t*m)
21.00	85.68	236.40	899.79	2445.00

*Sisma trasversale dominante con accelerazione verticale negativa*

N (t)	H <sub>l</sub> (t)	H <sub>t</sub> (t)	M <sub>l</sub> (t*m)	M <sub>t</sub> (t*m)
-21.00	85.68	236.40	899.79	2445.00

*Sisma verticale dominante con accelerazione positiva*

N (t)	H <sub>l</sub> (t)	H <sub>t</sub> (t)	M <sub>l</sub> (t*m)	M <sub>t</sub> (t*m)
70.00	85.68	70.92	899.79	733.50

*Sisma verticale dominante con accelerazione negativa*

N (t)	H <sub>l</sub> (t)	H <sub>t</sub> (t)	M <sub>l</sub> (t*m)	M <sub>t</sub> (t*m)
-70.00	85.68	70.92	899.79	733.50

### 4.2.3 Sintesi azioni

Azioni impalcato allo spiccato pila

Per il trasporto si osserva che nel piano x,y il baricentro del pulvino (quota estradosso pulvino), rispetto a cui sono calcolate le azioni trasmesse dall'impalcato, coincide con il baricentro della pila (quota estradosso zattera), rispetto a cui sono calcolate le azioni dovute al peso proprio: è dunque necessario introdurre la sola eccentricità verticale  $e_v$  dei carichi orizzontali trasmessi dall'impalcato, pari all'altezza pulvino+altezza fusto pila.

$$e_v = -7.00 \quad \text{m}$$

$$M_l = M_{l,imp} + H_l * e_v$$

$$M_t = M_{t,imp} - H_t * e_v$$

(momenti positivi se antiorari)

Esercizio	Carico		N	H <sub>l</sub>	H <sub>t</sub>	M <sub>l</sub>	M <sub>t</sub>
			t	t	t	t*m	t*m
Esercizio	Permanenti	g1+g2	498.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	Carichi mobili max N	q1+q2	340.0	0.0	0.0	0.0	364.0
	Carichi mobili max M <sub>t</sub>	q1+q2	280.0	0.0	0.0	0.0	500.0
	Frenamento	q3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	Vento impalcato scarico	q5	0.0	0.0	41.0	0.0	378.0
	Vento imp. carico max N, M <sub>t</sub>	q5	0.0	0.0	41.0	0.0	378.0
	Resistenze parassite vincoli	q7	0.0	7.5	0.0	-52.3	0.0

### Combinazioni di carico impalcato allo spiccato pila

Sisma		N	H <sub>l</sub>	H <sub>t</sub>	M <sub>l</sub>	M <sub>t</sub>
		t	t	t	t*m	t*m
Sisma	E <sub>x</sub> (+) dominante con E <sub>z</sub> (+)	21.0	285.6	70.9	2,999.3	733.5
	E <sub>x</sub> (+) dominante con E <sub>z</sub> (-)	-21.0	285.6	70.9	2,999.3	733.5
	E <sub>y</sub> (+) dominante con E <sub>z</sub> (+)	21.0	85.7	236.4	899.8	2,445.0
	E <sub>y</sub> (+) dominante con E <sub>z</sub> (-)	-21.0	85.7	236.4	899.8	2,445.0
	E <sub>z</sub> (+) dominante	70.0	85.7	70.9	899.8	733.5
	E <sub>z</sub> (-) dominante	-70.0	85.7	70.9	899.8	733.5

Relazione di calcolo sottostrutture

Esercizio	Comb	N	H <sub>i</sub>	H <sub>t</sub>	M <sub>i</sub>	M <sub>t</sub>
		t	t	t	t*m	t*m
	1	1,590.7	5.4	39.0	-37.6	838.5
	2	1,509.7	5.4	39.0	-37.6	1,022.1
	3	1,297.3	5.4	38.6	-37.6	837.1
	4	1,216.3	5.4	38.6	-37.6	1,020.7
	5	1,229.3	4.5	33.4	-31.4	718.0
	6	1,160.3	4.5	33.4	-31.4	874.4
	7	1,229.3	4.5	33.4	-31.4	718.0
	8	1,160.3	4.5	33.4	-31.4	874.4
	9	1,476.0	5.4	38.6	-37.6	714.3
	10	1,415.2	5.4	38.6	-37.6	852.0
	11	1,182.6	5.4	38.6	-37.6	714.3
	12	1,121.8	5.4	38.6	-37.6	852.0
	13	1,131.6	4.5	33.4	-31.4	613.4
	14	1,079.8	4.5	33.4	-31.4	730.7
	15	1,131.6	4.5	33.4	-31.4	613.4
	16	1,079.8	4.5	33.4	-31.4	730.7
	17	1,131.7	0.0	0.0	0.0	0.0
	18	838.3	0.0	0.0	0.0	0.0
	19	838.3	0.0	0.0	0.0	0.0
	20	838.3	0.0	0.0	0.0	0.0

- sfavorevole + favorevole

A1 G- Q<sub>1</sub>-  
A1 G- Q<sub>2</sub>-  
A1 G+ Q<sub>1</sub>-  
A1 G+ Q<sub>2</sub>-  
A2 G- Q<sub>1</sub>-  
A2 G- Q<sub>2</sub>-  
A2 G+ Q<sub>1</sub>-  
A2 G+ Q<sub>2</sub>-  
A1 G- Q<sub>3</sub>-  
A1 G- Q<sub>4</sub>-  
A1 G+ Q<sub>3</sub>-  
A1 G+ Q<sub>4</sub>-  
A2 G- Q<sub>3</sub>-  
A2 G- Q<sub>4</sub>-  
A2 G+ Q<sub>3</sub>-  
A2 G+ Q<sub>4</sub>-  
A1 G- Q+  
A1 G+ Q+  
A2 G- Q+  
A2 G+ Q+

	21	693.3	285.6	70.9	2,999.3	733.5
	22	519.0	285.6	70.9	2,999.3	733.5
	23	651.3	285.6	70.9	2,999.3	733.5
	24	477.0	285.6	70.9	2,999.3	733.5
	25	693.3	85.7	236.4	899.8	2,445.0
	26	519.0	85.7	236.4	899.8	2,445.0
	27	651.3	85.7	236.4	899.8	2,445.0
	28	477.0	85.7	236.4	899.8	2,445.0
	29	742.3	85.7	70.9	899.8	733.5
	30	568.0	85.7	70.9	899.8	733.5
	31	602.3	85.7	70.9	899.8	733.5
	32	428.0	85.7	70.9	899.8	733.5
	33	519.0	285.6	70.9	2,999.3	733.5
	34	519.0	285.6	70.9	2,999.3	733.5

A1 G- E<sub>x</sub>(+) dominante con E<sub>z</sub>(+)  
A1 G+ E<sub>x</sub>(+) dominante con E<sub>z</sub>(+)  
A1 G- E<sub>x</sub>(+) dominante con E<sub>z</sub>(-)  
A1 G+ E<sub>x</sub>(+) dominante con E<sub>z</sub>(-)  
A1 G- E<sub>y</sub>(+) dominante con E<sub>z</sub>(+)  
A1 G+ E<sub>y</sub>(+) dominante con E<sub>z</sub>(+)  
A1 G- E<sub>y</sub>(+) dominante con E<sub>z</sub>(-)  
A1 G+ E<sub>y</sub>(+) dominante con E<sub>z</sub>(-)  
A1 G- E<sub>z</sub>(+) dominante  
A1 G+ E<sub>z</sub>(+) dominante  
A1 G- E<sub>z</sub>(-) dominante  
A1 G+ E<sub>z</sub>(-) dominante  
A2 G- E<sub>x</sub>(+) dominante con E<sub>z</sub>(+)  
A2 G+ E<sub>x</sub>(+) dominante con E<sub>z</sub>(+)

Relazione di calcolo sottostrutture

	35	477.0	285.6	70.9	2,999.3	733.5
	36	477.0	285.6	70.9	2,999.3	733.5
	37	519.0	85.7	236.4	899.8	2,445.0
	38	519.0	85.7	236.4	899.8	2,445.0
	39	477.0	85.7	236.4	899.8	2,445.0
	40	477.0	85.7	236.4	899.8	2,445.0
	41	568.0	85.7	70.9	899.8	733.5
	42	428.0	85.7	70.9	899.8	733.5
	43	428.0	85.7	70.9	899.8	733.5
	44	428.0	85.7	70.9	899.8	733.5

A2 G-  $E_x(+)$  dominante con  $E_z(-)$   
A2 G+  $E_x(+)$  dominante con  $E_z(-)$   
A2 G-  $E_y(+)$  dominante con  $E_z(+)$   
A2 G+  $E_y(+)$  dominante con  $E_z(+)$   
A2 G-  $E_y(+)$  dominante con  $E_z(-)$   
A2 G+  $E_y(+)$  dominante con  $E_z(-)$   
A2 G-  $E_z(+)$  dominante  
A2 G+  $E_z(+)$  dominante  
A2 G-  $E_z(-)$  dominante  
A2 G+  $E_z(-)$  dominante



#### 4.2.4 Verifica di resistenza della pila

Le azioni per la verifica della pila (sezione di spiccato) sono le più gravose in termini di pressoflessione e taglio; in particolare la verifica a pressoflessione risulta soddisfatta, per la condizione più gravosa, con Ø24/20.

##### DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: pila  
(Percorso File: \\oceano\C37\LAVORO\Michela\pila.sez)

Descrizione Sezione:  
Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi  
Tipologia sezione: Sezione generica  
Normativa di riferimento: N.T.C.  
Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante  
Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia  
Riferimento alla sismicità: Zona non sismica  
Posizione sezione nell'asta: In zona critica

##### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO - Classe: C32/40  
Resis. compr. di calcolo fcd : 181.33 daN/cm<sup>2</sup>  
Resis. compr. ridotta fcd': 90.67 daN/cm<sup>2</sup>  
Def.unit. max resistenza ec2 : 0.0020  
Def.unit. ultima ecu : 0.0035  
Diagramma tensione-deformaz. : Parabola-Rettangolo  
Modulo Elastico Normale Ec : 333458 daN/cm<sup>2</sup>  
Coeff. di Poisson : 0.20  
Resis. media a trazione fctm: 30.24 daN/cm<sup>2</sup>

ACCIAIO - Tipo: B450C  
Resist. caratt. snervam. fyk: 4500.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Resist. caratt. rottura ftk: 5400.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Resist. snerv. di calcolo fyd: 3913.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Resist. ultima di calcolo ftd: 4500.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Deform. ultima di calcolo Epu: 0.068  
Modulo Elastico Ef : 2000000 daN/cm<sup>2</sup>  
Diagramma tensione-deformaz. : Bilineare finito

##### CARATTERISTICHE DOMINI CONGLOMERATO

###### DOMINIO N° 1

Forma del Dominio: Poligonale  
Classe Conglomerato: C32/40

N.vertice	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm
1	-300.00	225.00
2	300.00	225.00
3	300.00	-225.00
4	-300.00	-225.00

###### DOMINIO N° 2

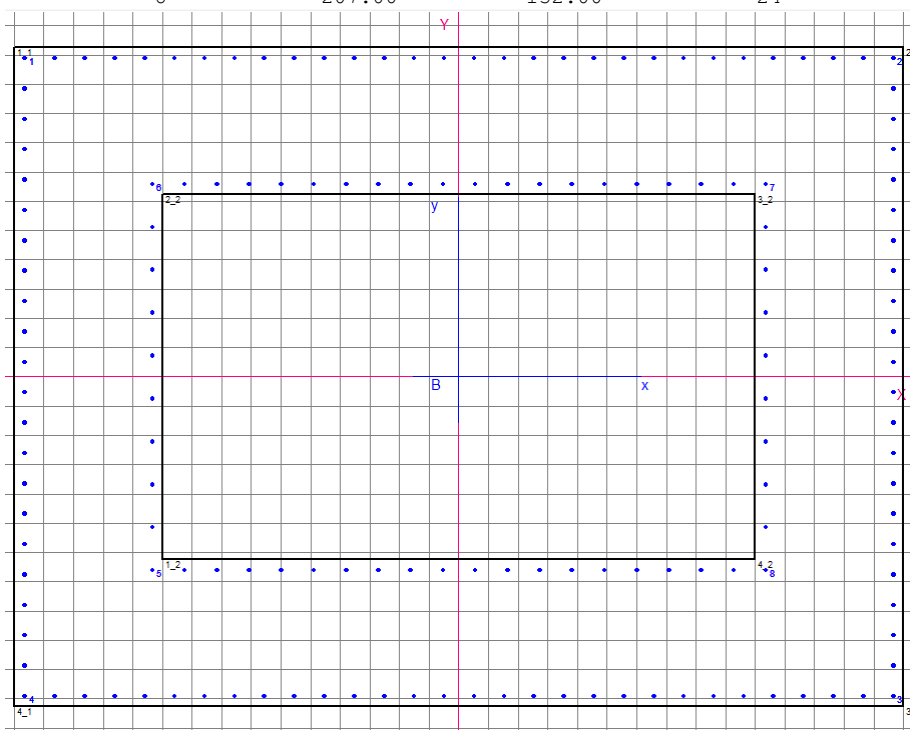
Forma del Dominio: Poligonale vuoto  
Classe Conglomerato: C20/25

N.vertice	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm
1	-200.00	-125.00
2	-200.00	125.00
3	200.00	125.00
4	200.00	-125.00

**DATI BARRE ISOLATE**

N.Barra Numero assegnato alle singole barre isolate e nei vertici dei domini  
 Ascissa X Ascissa in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O  
 Ordinata Y Ordinata in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O  
 Diam. Diametro in mm della barra

N.Barra	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm	Diam.Ø,mm
1	-293.00	218.00	24
2	293.00	218.00	24
3	293.00	-218.00	24
4	-293.00	-218.00	24
5	-207.00	-132.00	24
6	-207.00	132.00	24
7	207.00	132.00	24
8	207.00	-132.00	24



**DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE**

N.Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
 N.Barra In. Numero della barra iniziale cui si riferisce la gener.  
 N.Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la gener.  
 N.Barre Numero di barre generate equidist. inserite tra la barra iniz. e fin.  
 Diam. Diametro in mm della singola barra generata

N.Gen.	N.Barra In.	N.Barra Fin.	N.Barre	Diam.Ø,mm
1	4	3	28	24
2	4	1	20	24
3	3	2	20	24
4	1	2	28	24
5	5	8	18	24
6	8	7	8	24
7	6	7	18	24
8	5	6	8	24

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

Relazione di calcolo sottostrutture

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia x

N.Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	477000	900000	2445000	10	0

**RISULTATI DEL CALCOLO**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.8 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 17.8 cm  
Copriferro netto minimo staffe: 4.4 cm

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N ult	Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult, My ult) e (N, Mx, My) Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	477000	900000	2445000	476974	3321981	9046812	3.699

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
ef min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xf min	Ascissa in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)
ef max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xf max	Ascissa in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yf max	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	ef min	Xf min	Yf min	ef max	Xf max	Yf max
1	0.00350	-0.00710	300.0	225.0	0.00320	293.0	218.0	-0.02094	-293.0	-218.0

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a	Coeff. a nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
b	Coeff. b nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
c	Coeff. c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless. (travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N.Comb.	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000034735	0.000008674	-0.008872065		

Relazione di calcolo sottostrutture

La verifica a taglio, essendo il taglio di calcolo pari a 2364 kN, è soddisfatta disponendo il quantitativo di staffe mostrato in tabella.

Base equivalente al rettangolo	$b_w$	[mm]	4500
Altezza utile equivalente al rettangolo	$d$	[mm]	6000
Area		[mm <sup>2</sup> ]	17
Classe del calcestruzzo	$R_{ck}$	[MPa]	40
Resistenza a compressione ridotta	$f'_{cd}$	[MPa]	18.1
Resistenza a trazione di progetto	$f_{yd}$	[MPa]	391
Inclinazione puntone	$\vartheta$	[deg]	45
Inclinazione staffe	$\alpha$	[deg]	90
Forza assiale di progetto	$N_{ed}$	[kN]	1000
Tensione media di compressione	$\sigma_{cp}$	[MPa]	0.6
Coefficiente maggiorativo per membrane compresse	$\alpha_c$		1.03
Resistenza di calcolo a "compressione"	$V_{Rcd}$	[kN]	113737
Diametro barre staffe	$\emptyset$	[mm]	14
Numero bracci	$n$		2
Area staffa	$A_{sw}$	[mm <sup>2</sup> ]	307.9
Passo	$s$	[mm]	200
Resistenza di calcolo a "taglio trazione"	$V_{Rsd}$	[kN]	3253
Resistenza a taglio	$V_{RD}$	[kN]	3253

#### 4.2.5 Verifica a fessurazione della pila

Nelle condizioni di SLE combinazione frequente e quasi permanente, individuate come di seguito:

Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_s$ di combinazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
Vento $q_s$	4 (folla)	----	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
	Vento a ponte scarico SLU e SLE Esecuzione	0,6 0,8	0,2 ----	0,0 0,0
Neve $q_s$	Vento a ponte carico	0,6		
	SLU e SLE esecuzione	0,0 0,8	0,0 0,6	0,0 0,5
Temperatura	$T_k$	0,6	0,6	0,5

si ha che la tensione massima nelle barre di armatura per ogni condizione è inferiore a 160 MPa; con ciò la verifica a fessurazione è implicitamente soddisfatta.

## 4.3 PROGETTO E VERIFICA FONDAZIONE

### 4.3.1 Ripartizione forze nei pali

Numero totale dei pali  $N_p = 9$

Dimensioni zattera di fondazione (m)

X	Y	Z
10.00	10.00	2.00

Area fondazione 100.00 m<sup>2</sup>

Baric. zattera di fondazione - origine sistema di riferimento (m)

X	Y
0.00	0.00

Baricentro palificata

X <sub>G</sub>	Y <sub>G</sub>
0.00	0.00

Si assimila la fondazione a un corpo rigido sollecitato da sforzi puntuali, ovvero i pali. In tal caso gli sforzi sui pali sono unicamente funzione della distanza dal baricentro della palificata.

Momento d'inerzia fondazione rispetto al baricentro palificata (m<sup>2</sup>)

J <sub>l</sub>	J <sub>t</sub>
138.24	138.24

Coordinate pali rispetto al baricentro zattera (X,Y) e al baricentro palificata (X<sub>g</sub>,Y<sub>g</sub>):

Pali	X (m)	Y (m)	X <sub>Gi</sub> (m)	Y <sub>Gi</sub> (m)	W <sub>l</sub> (m)	W <sub>t</sub> (m)
1	4.80	4.80	4.80	4.80	28.80	28.80
2	4.80	0.00	4.80	0.00	28.80	
3	4.80	-4.80	4.80	-4.80	28.80	-28.80
4	0.00	4.80	0.00	4.80		28.80
5	0.00	0.00	0.00	0.00		
6	0.00	-4.80	0.00	-4.80		-28.80
7	-4.80	4.80	-4.80	4.80	-28.80	28.80
8	-4.80	0.00	-4.80	0.00	-28.80	
9	-4.80	-4.80	-4.80	-4.80	-28.80	-28.80

dove W<sub>l</sub> e W<sub>t</sub> sono rispettivamente i moduli resistenti in direzione longitudinale e trasversale della palificata

Riferendo le azioni esterne al baricentro della palificata, quota intradosso zattera, si ha:

$$M_l = M_{l, \text{filo\_platea}} - (N * e_{l, \text{pali}})$$

$$e_{l, \text{pali}} = 0.00 \quad \text{m}$$

		Azioni totali rispetto baricentro palificata					
		N (t)	H <sub>l</sub> (t)	H <sub>t</sub> (t)	M <sub>l</sub> (t*m)	M <sub>t</sub> (t*m)	
	COMB.						
Esercizio	1	2,265.72	5.38	39.02	-48.41	916.53	A1
	2	2,184.72	5.38	39.02	-48.41	1,100.13	A1
	3	1,797.31	5.38	38.60	-48.41	914.30	A1
	4	1,716.31	5.38	38.60	-48.41	1,097.90	A1
	5	1,729.31	4.48	33.39	-40.34	784.82	A2
	6	1,660.31	4.48	33.39	-40.34	941.22	A2
	7	1,729.31	4.48	33.39	-40.34	784.82	A2
	8	1,660.31	4.48	33.39	-40.34	941.22	A2
	9	2,150.97	5.38	38.60	-48.41	791.45	A1
	10	2,090.22	5.38	38.60	-48.41	929.15	A1
	11	1,682.56	5.38	38.60	-48.41	791.45	A1
	12	1,621.81	5.38	38.60	-48.41	929.15	A1
	13	1,631.56	4.48	33.39	-40.34	680.17	A2
	14	1,579.81	4.48	33.39	-40.34	797.47	A2
	15	1,631.56	4.48	33.39	-40.34	680.17	A2
	16	1,579.81	4.48	33.39	-40.34	797.47	A2
	17	1,806.72	0.00	0.00	0.00	0.00	A1
	18	1,338.31	0.00	0.00	0.00	0.00	A1
	19	1,338.31	0.00	0.00	0.00	0.00	A2
	20	1,338.31	0.00	0.00	0.00	0.00	A2
Sisma	21	1,368.30	285.60	70.92	0.00	733.50	A1
	22	1,194.00	285.60	70.92	2,999.30	733.50	A1
	23	1,326.30	285.60	70.92	2,999.30	733.50	A1
	24	1,152.00	285.60	70.92	2,999.30	733.50	A1
	25	1,368.30	85.68	236.40	2,999.30	2,445.00	A1
	26	1,194.00	85.68	236.40	899.79	2,445.00	A1
	27	1,326.30	85.68	236.40	899.79	2,445.00	A1
	28	1,152.00	85.68	236.40	899.79	2,445.00	A1
	29	1,417.30	85.68	70.92	899.79	733.50	A1
	30	1,243.00	85.68	70.92	899.79	733.50	A1
	31	1,277.30	85.68	70.92	899.79	733.50	A1
	32	1,103.00	85.68	70.92	899.79	733.50	A1
	33	1,194.00	285.60	70.92	899.79	733.50	A2
	34	1,194.00	285.60	70.92	2,999.30	733.50	A2
	35	1,152.00	285.60	70.92	2,999.30	733.50	A2
	36	1,152.00	285.60	70.92	2,999.30	733.50	A2
	37	1,194.00	85.68	236.40	2,999.30	2,445.00	A2
	38	1,194.00	85.68	236.40	899.79	2,445.00	A2
	39	1,152.00	85.68	236.40	899.79	2,445.00	A2

40	1,152.00	85.68	236.40	899.79	2,445.00	A2
41	1,243.00	85.68	70.92	899.79	733.50	A2
42	1,103.00	85.68	70.92	899.79	733.50	A2
43	1,103.00	85.68	70.92	899.79	733.50	A2
44	1,103.00	85.68	70.92	899.79	733.50	A2

Al fine di ottenere gli sforzi assiali in testa ai pali si adatterà per le combinazioni di carico di esercizio la relazione:

$$N_{\text{palo}} = N/n^{\circ} \text{ pali} + M_l/W_l + M_t/W_t$$

**Sollecitazioni sui pali di fondazione (t)**

		A1+M1	A2+M2	
Sollecitazione max sui pali di fondazione	$N_{\text{max}}$	341.1	321.7	t
Sollecitazione min sui pali di fondazione	$N_{\text{min}}$	-37.0	-56.4	t

Per determinare il taglio massimo agente sui pali si dividono gli sforzi taglianti per il numero di pali della fondazione:

Il taglio massimo è dunque pari a

	A1+M1	A2+M2	
$T_{\text{max}}$	32.7	32.7	t

Le azioni massima agenti nei pali per le combinazioni di carico di interesse sono sintetizzate nelle tabelle seguenti.

	<b>A1+M1</b>	
<b>SISM</b>		<b>ESER</b>
341.1	$N_{\text{max}}$	285.3
-37.0	$N_{\text{min}}$	146.3
32.7	$T_{\text{max}}$	4.4

	<b>A2+M2</b>	
<b>SISM</b>		<b>ESER</b>
321.7	$N_{\text{max}}$	220.8
-56.4	$N_{\text{min}}$	146.4
32.7	$T_{\text{max}}$	3.7



#### 4.3.2 Verifica di resistenza della zattera

La verifica del plinto è condotta considerando la mensola tozza che si produce tra la sezione di incastro della pila ed il palo. Con tale schematizzazione la forza di trazione nel corrente teso è, per la situazione più gravosa, determinata come di seguito:

- $\text{tg } \alpha = T/N = h/L = 0.97$  (tangente dell'angolo di inclinazione della biella di calcestruzzo);
- $h = 1.75$  m (altezza mensola tozza);
- $L = 1.8$  m (distanza sezione incastro da baricentro palo);
- $N = 3411$  kN (forza normale massima nel palo);
- $T = N \text{ tg } \alpha = 3320$  kN

A tale forza corrisponde un'armatura minima (da diffondere lungo il lato lungo) pari a 30 cm<sup>2</sup>/m.

#### 4.3.3 Verifica a fessurazione della zattera

La verifica a fessurazione è implicitamente soddisfatta poiché in SLE le tensioni massime di trazione nelle armature sono inferiori a 160 MPa.

## 5 PROGETTO E VERIFICA PILA INTERMEDIA (impalcato B= 11.25 m) e FONDAZIONE

### 5.1 ANALISI DEI CARICHI

Si verifica la pila più sollecitata tra quelle che non sono poste in corrispondenza del giunto.

#### 5.1.1 Azioni statiche trasmesse dall'impalcato

##### Travi

p (per trave)	[kN/m]	19.09
n		4
p tot al m	[kN/m]	80.2

##### Soletta

p (al mq)	[kN/m <sup>2</sup> ]	6.3
Larghezza	[m]	11.3
p tot al m	[kN/m]	70.3

##### Marcia piede

p (al mq)	[kN/m <sup>2</sup> ]	8.9
Luce	[m]	0.75
n		2.00
p tot al m	[kN/m]	13.3

##### Barriere

p	[kN/m]	2.5
n		2.0
p tot al m	[kNm/m]	5.0

##### Pavimentazione et massetto

p tot al m	[kN/m]	37.1
------------	--------	------

Lc1 = luce prima campata	[m]	30.0
Lc2= luce seconda campata	[m]	30.0

gamma TC (V)		1.150
gamma TC (T)		1.000

Reazione verticale per appoggio	[kN]	1775.7
---------------------------------	------	--------

##### Mobili

w =	larghezza carreggiata	[m]	9.75
n <sub>L</sub> =	numero corsie convenzionali		3
w <sub>c</sub> =	larghezza di una corsia convenz.	[m]	3

Relazione di calcolo sottostrutture

$W_R =$	larghezza zona rimanente	[m]	0.75	
$Q_{1K} =$	carico asse corsia 1	[kN]	300	
$Q_{2K} =$	carico asse corsia 2	[kN]	200	
$Q_{3K} =$	carico asse corsia 3	[kN]	100	
$Q_{iK} =$	carico asse altre corsie	[kN]	0	
$q_{1K} =$	UDL corsia 1	[kN/m <sup>2</sup> ]	9	
$q_{2K} =$	UDL corsia 2	[kN/m <sup>2</sup> ]	2.5	
$q_{3K} =$	UDL corsia 3	[kN/m <sup>2</sup> ]	2.5	
$q_{iK} =$	UDL altre corsie	[kN/m <sup>2</sup> ]	2.5	
			MAX N	MAX T
ecc UDL 1	[m]		3.38	3.38
ecc UDL 2	[m]		0.38	0.38
ecc UDL 3	[m]		-2.62	
ecc UDL 4	[m]		-4.50	
ecc TS1	[m]		4.38	4.38
ecc TS1	[m]		2.38	2.38
ecc TS2	[m]		1.38	1.38
ecc TS2	[m]		-0.62	-0.62
ecc TS3	[m]		-1.62	
ecc TS3	[m]		-3.62	
M UDL 1	[kNm/m]		91.3	91.3
M UDL 2	[kNm/m]		2.9	2.9
M UDL 3	[kNm/m]		-19.7	0.0
M UDL 4	[kNm/m]		-8.4	0.0
M UDL	[kNm]		1980.7	2823.3
M TS1	[kNm]		2028.0	2028.0
M TS2	[kNm]		152.0	152.0
M TS3	[kNm]		-524.0	0.0
Momento torcente mobili totale	[kNm]		3636.7	5003.3
Reazione verticale mobili totale	[kN]		2689.7	2170.3
Eccentricità forza equivalente	[m]		1.35	2.31
Eccentricità trave 1 (rispetto baricentro)	[m]		3.8	3.8
Eccentricità trave 2 (rispetto baricentro)	[m]		1.3	1.3
Eccentricità trave 3 (rispetto baricentro)	[m]		-3.8	-3.8
Eccentricità trave 4 (rispetto baricentro)	[m]		-1.3	-1.3
Eccentricità trave 5 (rispetto baricentro)	[m]			0.0
Eccentricità trave 6 (rispetto baricentro)	[m]			0.0

Relazione di calcolo sottostrutture

Reazione verticale per carico verticale per appoggio	[kN]	672.4	542.6
Reazione verticale massima per eccentricità (+ o - )	[kN]	432.9	595.6

Reazione totale per appoggio massima	[kN]	2881.1	2913.9
Reazione totale per appoggio minima	[kN]	2015.2	1722.7

gamma SLU permanenti		1.35	1.35
gamma SLU mobili		1.35	1.35

Reazione totale per appoggio massima SLU	[kN]	3889.5	3933.8
Reazione totale per appoggio minima SLU	[kN]	2720.5	2325.6

gamma SLE permanenti rara		1.00	1.00
gamma SLE mobili rara		1.00	1.00

Reazione totale per appoggio massima SLE	[kN]	2881.1	2913.9
Reazione totale per appoggio minima SLE	[kN]	2015.2	1722.7

gamma SLE permanenti sisma		1.00	1.00
gamma SLE mobili sisma		0.00	0.00

Reazione totale per appoggio massima SLE	[kN]	1775.7	1775.7
Reazione totale per appoggio minima SLE	[kN]	1775.7	1775.7

Le risultanti sul piano appoggi dei carichi trasmessi dall'impalcato sono dunque le seguenti:

	N [kN]	H <sub>l</sub> [kN]	H <sub>t</sub> [kN]	M <sub>t</sub> [kNm]
Peso impalcato	704.0	0	0	0
Ritiro	0	0	0	0
Gradiente termico	0	0	0	0
Accidentali max N	269.0	0	0	364.0
Accidentali max M <sub>t</sub>	217.0	0	0	500.0
Vento	0	0	40.5	91.1

### 5.1.2 Azioni dinamiche

Le azioni sismiche allo spiccato della pila sono invece le seguenti:

Sisma longitudinale

Taglio longitudinale  $H_l$  160.80 [kN]  
Momento longitudinale  $M_l$  1532.00 [kNm]

Sisma trasversale

Taglio trasversale  $H_t$  174.80 [kN]  
Momento trasversale  $M_t$  1688.70 [kNm]

Sisma verticale

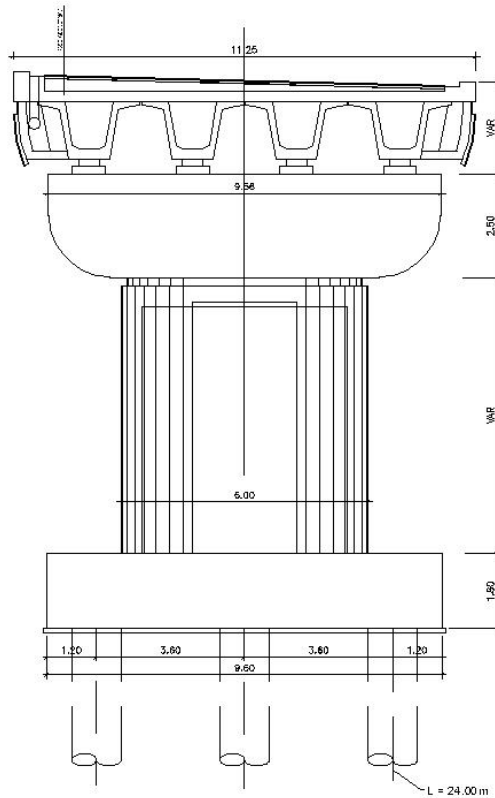
Forza verticale  $\Delta N$  154.10 [kN]

## **5.2 PROGETTO E VERIFICA PILA**

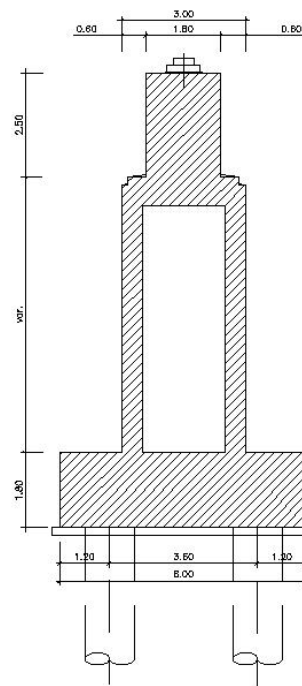
### **5.2.1 Geometria**

Si riportano di seguito prospetti, piante e sezioni afferenti alla pila oggetto di studio.

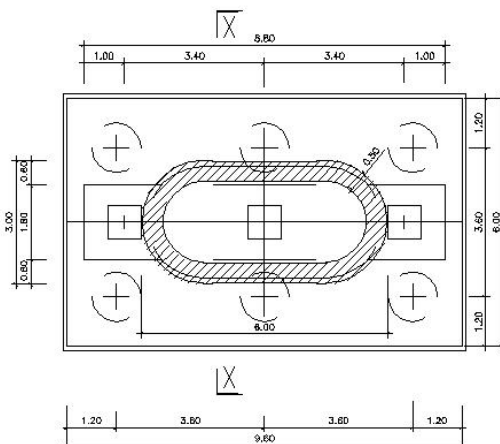
PILA TIPO A – VISTA LATERALE  
1÷4, 6÷10, 12÷17, 19÷24  
SCALA 1:100



PILA TIPO "A"  
SEZIONE X-X  
SCALA 1:100



PILA TIPO "A" - PIANTA  
SCALA 1:100



PILA N.	H	PILA N.	H
1	6,00	17	3,50
2	6,00	18	3,00
3	6,00	20	3,00
4	7,00	21	7,00
6	3,00	22	7,50
7	3,50	23	3,00
8	3,50	24	3,00
9	3,50		
10	3,50		
12	3,50		
13	3,50		
14	9,00		
15	3,50		
16	3,50		

Figura 5-1: prospetto e sezione pila e pianta fondazione.

ZATTERA

Altezza  $h_{zattera}$  1.80 m

**Relazione di calcolo sottostrutture**

Dimensione longitudinale $L_{long}$	6.00	m
Dimensione trasversale $L_{trasv}$	9.60	m
Profondità intradosso zattera dal p.c.	1.80	m

**PILA**

Si assume che il fusto pila e il pulvino siano simmetrici sia longitudinalmente che trasversalmente e che la sezione trasversale del fusto pila sia costante con l'altezza.

**Altezze**

Baggioli $h_{bagg}$	0.20	m
Pulvino $h_{pulvino}$	2.50	m
Fusto pila $h_{pila}$	4.50	m

**Sezioni in pianta**

Baggiolo $A_{bagg}$	0.64	m <sup>2</sup>
n° totale baggioli	4	
Valore medio pulvino $A_{m,pl}$	17.28	m <sup>2</sup>
Area fusto pila allo spiccato pila	6.79	m <sup>2</sup>

**Prospetti longitudinali**

Larghezza media pulvino $L_{long,pulv}$	1.80	m
Altezza baric. prospetto pulvino da spiccato pulvino	1.20	m
Larghezza fusto pila $L_{long,pila}$	3.00	m
Altezza fusto pila dal p.c.	4.50	m
Altezza baric. prospetto fusto pila dal p.c.	2.25	m



### GEOMETRIA PALIFICATA

Numero totale di pali della zattera 6

Coordinate pali rispetto al baricentro della zattera

Pali	X (m)	Y (m)
1	1.80	3.40
2	1.80	0.00
3	1.80	-3.40
4	-1.80	3.40
5	-1.80	0.00
6	-1.80	-3.40

### 5.2.2 Combinazioni di carico

- Stato limite ultimo

- Coefficienti moltiplicativi che tengono conto della non contemporaneità delle varie azioni variabili trasmesse dall'impalcato alla spalla

TABELLA 5.1.VI- Coefficienti  $\psi$  per azioni variabili (SLU) - impalcato (Testo unico)

	Coeff. $\psi$		
	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Accidentali - frenamento	0.75	0.75	0
Vento ponte scarico	0.6	0.2	0
Vento ponte carico	0.6	--	--
Temperatura	0.6	0.6	0.5

TABELLA 5.2.V - Coefficienti parziali relativi alle azioni (SLU) - Impalcato (Testo unico)

Parametro		Coeff. parziali	
		$\gamma_f$	
		A1	A2
Permanente sfavorevole	G-	1.35	1.00
	Permanente favorevole	G+	1.00
Variabile sfavorevole Q-	accidentali	1.35	1.15
	vento	1.50	1.30
	ritiro, ...	1.20	1.00
Variabile favorevole Q+	accidentali	0.00	0.00
	vento	0.00	0.00
	ritiro, ...	0.00	0.00

TABELLA 6.2.I - Coefficienti parziali relativi alle azioni (SLU) - Terreno (Testo unico)

Parametro		Coeff. parziali	
		$\gamma_f$	
		A1	A2
Permanente sfavorevole	G-	1.40	1.00
Permanente favorevole	G+	1.00	1.00
Variabile sfavorevole	Q-	1.50	1.30
Variabile favorevole	Q+	0.00	0.00

TABELLA 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri del terreno (Testo unico)

Parametro		Coeff. parziali	
		$\gamma_m$	
		M1	M2
Tan. angolo attrito interno	$\tan \phi'_k$	1.00	1.25
Coesione efficace	$c'_k$	1.00	1.25
Coesione non drenata	$c_{uk}$	1.00	1.40
Peso unità di volume	$\gamma$	1.00	1.00

TABELLA 6.4.I - Coefficienti parziali per fondazioni superficiali (Testo unico)

Parametro		Coeff. parziali $\gamma_r$		
		R1	R2	R3
Capacità portante		1.00	1.80	2.30
Scorrimento		1.00	1.10	1.10

### **AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO E DALLA PILA IN CONDIZIONI DI SISMA**

Per tutte le azioni sismiche si fa riferimento ai risultati di un' analisi dinamica modale svolta sulla base dello spettro di risposta relativo allo stato limite di danno; le azioni sono relative a quota spiccato pila, nella proiezione verticale del baricentro della pila.

#### **Sisma longitudinale $E_x$**

$$H_{s,l} = 160.80 \quad t$$

$$M_{s,l} = 1532.00 \quad t^*m$$

#### **Sisma trasversale $E_y$**

$$H_{s,t} = 174.80 \quad t$$

$$M_{s,t} = 1688.70 \quad t^*m$$

#### **Sisma verticale $E_z$**

Gli effetti della componente verticale dell'azione sismica sulle pile possono essere omessi nelle zone di sismicità bassa e moderata. In zone di alta sismicità questi effetti devono essere analizzati solo in casi eccezionali in cui le pile sono soggette ad elevate flessioni generate dalle azioni permanenti sull'impalcato.

$$\Delta N_s = 154.10 \quad t$$

#### **Combinazioni delle componenti $E_x$ , $E_y$ , $E_z$ dell'azione sismica**

Riassumendo le azioni relative alle tre componenti dell'azione sismica, si ha:

	<b>N (t)</b>	<b>H<sub>l</sub> (t)</b>	<b>H<sub>t</sub> (t)</b>	<b>M<sub>l</sub> (t*m)</b>	<b>M<sub>t</sub> (t*m)</b>
$E_x$	0.00	160.80	0.00	1532.00	0.00
$E_y$	0.00	0.00	174.80	0.00	1688.70
$E_z$	154.10	0.00	0.00	0.00	0.00

Come da NTC 17/01/2018, le componenti elementari  $E_x$ ,  $E_y$ ,  $E_z$  dell'azione sismica devono essere combinate tra loro secondo la relazione:

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

con rotazione degli indici x, y, z.

Nel caso in esame si considera 1 azione sismica longitudinale ( $E_{x+}$ ), 1 azione sismica trasversale ( $E_{y+}$ ) e 2 azioni sismiche verticali ( $E_{z\pm}$ ). Si hanno dunque 6 diverse combinazioni:

*Sisma longitudinale dominante con accelerazione verticale positiva*

<b>N (t)</b>	<b>H<sub>i</sub> (t)</b>	<b>H<sub>t</sub> (t)</b>	<b>M<sub>i</sub> (t*m)</b>	<b>M<sub>t</sub> (t*m)</b>
46.23	160.80	52.44	1532.00	506.61

*Sisma longitudinale dominante con accelerazione verticale negativa*

<b>N (t)</b>	<b>H<sub>i</sub> (t)</b>	<b>H<sub>t</sub> (t)</b>	<b>M<sub>i</sub> (t*m)</b>	<b>M<sub>t</sub> (t*m)</b>
-46.23	160.80	52.44	1532.00	506.61

*Sisma trasversale dominante con accelerazione verticale positiva*

<b>N (t)</b>	<b>H<sub>i</sub> (t)</b>	<b>H<sub>t</sub> (t)</b>	<b>M<sub>i</sub> (t*m)</b>	<b>M<sub>t</sub> (t*m)</b>
46.23	48.24	174.80	459.60	1688.70

*Sisma trasversale dominante con accelerazione verticale negativa*

<b>N (t)</b>	<b>H<sub>i</sub> (t)</b>	<b>H<sub>t</sub> (t)</b>	<b>M<sub>i</sub> (t*m)</b>	<b>M<sub>t</sub> (t*m)</b>
-46.23	48.24	174.80	459.60	1688.70

*Sisma verticale dominante con accelerazione positiva*

<b>N (t)</b>	<b>H<sub>i</sub> (t)</b>	<b>H<sub>t</sub> (t)</b>	<b>M<sub>i</sub> (t*m)</b>	<b>M<sub>t</sub> (t*m)</b>
154.10	48.24	52.44	459.60	506.61

*Sisma verticale dominante con accelerazione negativa*

<b>N (t)</b>	<b>H<sub>i</sub> (t)</b>	<b>H<sub>t</sub> (t)</b>	<b>M<sub>i</sub> (t*m)</b>	<b>M<sub>t</sub> (t*m)</b>
-154.10	48.24	52.44	459.60	506.61

### 5.2.3 Sintesi azioni

#### Azioni impalcato allo spiccato pila

Per il trasporto si osserva che nel piano x,y il baricentro del pulvino (quota estradosso pulvino), rispetto a cui sono calcolate le azioni trasmesse dall'impalcato, coincide con il baricentro della pila (quota estradosso zattera), rispetto a cui sono calcolate le azioni dovute al peso proprio: è dunque necessario introdurre la sola eccentricità verticale  $e_v$  dei carichi orizzontali trasmessi dall'impalcato, pari all'altezza pulvino+altezza fusto pila.

$$e_v = -7.00 \text{ m}$$

$$M_l = M_{l,imp} + H_l * e_v \quad M_t = M_{t,imp} - H_t * e_v$$

(momenti positivi se antiorari)

Esercizio	Carico		N	H <sub>l</sub>	H <sub>t</sub>	M <sub>l</sub>	M <sub>t</sub>
			t	t	t	t*m	t*m
	Permanenti	g1+g2	704.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	Carichi mobili max N	q1+q2	269.0	0.0	0.0	0.0	364.0
	Carichi mobili max M <sub>t</sub>	q1+q2	217.0	0.0	0.0	0.0	500.0
	Frenamento	q3	0.0	45.0	0.0	-314.7	0.0
	Vento impalcato scarico	q5	0.0	0.0	40.5	0.0	374.6
	Vento imp. carico max N, M <sub>t</sub>	q5	0.0	0.0	40.5	0.0	374.6
	Resistenze parassite vincoli	q7	0.0	33.9	0.0	-237.6	0.0

#### Combinazioni di carico impalcato allo spiccato pila

Sisma		N	H <sub>l</sub>	H <sub>t</sub>	M <sub>l</sub>	M <sub>t</sub>
		t	t	t	t*m	t*m
	E <sub>x</sub> (+) dominante con E <sub>z</sub> (+)	46.2	160.8	52.4	1 532.0	506.6
	E <sub>x</sub> (+) dominante con E <sub>z</sub> (-)	-46.2	160.8	52.4	1 532.0	506.6
	E <sub>y</sub> (+) dominante con E <sub>z</sub> (+)	46.2	48.2	174.8	459.6	1 688.7
	E <sub>y</sub> (+) dominante con E <sub>z</sub> (-)	-46.2	48.2	174.8	459.6	1 688.7
	E <sub>z</sub> (+) dominante	154.1	48.2	52.4	459.6	506.6
	E <sub>z</sub> (-) dominante	-154.1	48.2	52.4	459.6	506.6

	Comb	N	H <sub>i</sub>	H <sub>t</sub>	M <sub>i</sub>	M <sub>t</sub>
		t	t	t	t*m	t*m
Esercizio	1	1 562.5	24.4	37.8	-171.0	832.7
	2	1 492.3	24.4	37.8	-171.0	1 016.3
	3	1 251.5	24.4	37.5	-171.0	831.9
	4	1 181.3	24.4	37.5	-171.0	1 015.5
	5	1 197.7	20.4	32.5	-142.5	713.6
	6	1 137.9	20.4	32.5	-142.5	870.0
	7	1 197.7	20.4	32.5	-142.5	713.6
	8	1 137.9	20.4	32.5	-142.5	870.0
	9	1 471.7	85.1	37.5	-595.9	709.0
	10	1 419.0	85.1	37.5	-595.9	846.7
	11	1 160.8	85.1	37.5	-595.9	709.0
	12	1 108.1	85.1	37.5	-595.9	846.7
	13	1 120.4	59.1	32.5	-413.9	608.9
	14	1 075.6	20.4	32.5	-142.5	726.2
	15	1 120.4	72.1	32.5	-504.4	608.9
	16	1 075.6	72.1	32.5	-504.4	726.2
	17	1 199.3	0.0	0.0	0.0	0.0
	18	888.4	0.0	0.0	0.0	0.0
	19	888.4	0.0	0.0	0.0	0.0
	20	888.4	0.0	0.0	0.0	0.0
Sisma	21	996.6	160.8	52.4	1 532.0	506.6
	22	750.2	160.8	52.4	1 532.0	506.6
	23	904.2	160.8	52.4	1 532.0	506.6
	24	657.8	160.8	52.4	1 532.0	506.6
	25	996.6	48.2	174.8	459.6	1 688.7
	26	750.2	48.2	174.8	459.6	1 688.7
	27	904.2	48.2	174.8	459.6	1 688.7
	28	657.8	48.2	174.8	459.6	1 688.7
	29	1 104.5	48.2	52.4	459.6	506.6
	30	858.1	48.2	52.4	459.6	506.6
	31	796.3	48.2	52.4	459.6	506.6
	32	549.9	48.2	52.4	459.6	506.6
	33	750.2	160.8	52.4	1 532.0	506.6
	34	750.2	160.8	52.4	1 532.0	506.6

	35	657.8	160.8	52.4	1 532.0	506.6
	36	657.8	160.8	52.4	1 532.0	506.6
	37	750.2	48.2	174.8	459.6	1 688.7
	38	750.2	48.2	174.8	459.6	1 688.7
	39	657.8	48.2	174.8	459.6	1 688.7
	40	657.8	48.2	174.8	459.6	1 688.7
	41	858.1	48.2	52.4	459.6	506.6
	42	549.9	48.2	52.4	459.6	506.6
	43	549.9	48.2	52.4	459.6	506.6
	44	549.9	48.2	52.4	459.6	506.6

## 5.2.4 Verifica di resistenza della pila

Le azioni per la verifica della pila (sezione di spiccato) sono le più gravose in termini di pressoflessione e taglio; in particolare la verifica a pressoflessione risulta soddisfatta, per la condizione più gravosa, con Ø20/20. La verifica è consegnata alle figure seguenti.

### DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: pila2

(Percorso File: \\oceano\C37\LAVORO\Michela\pila2.sez)

Descrizione Sezione:  
Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi  
Tipologia sezione: Sezione generica  
Normativa di riferimento: N.T.C.  
Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante  
Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia  
Riferimento alla sismicità: Zona non sismica  
Posizione sezione nell'asta: In zona critica

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO - Classe: C32/40  
Resis. compr. di calcolo fcd : 181.33 daN/cm<sup>2</sup>  
Resis. compr. ridotta fcd': 90.67 daN/cm<sup>2</sup>  
Def.unit. max resistenza ec2 : 0.0020  
Def.unit. ultima ecu : 0.0035  
Diagramma tensione-deformaz. : Parabola-Rettangolo  
Modulo Elastico Normale Ec : 333458 daN/cm<sup>2</sup>  
Coeff. di Poisson : 0.20  
Resis. media a trazione fctm: 30.24 daN/cm<sup>2</sup>

ACCIAIO - Tipo: B450C  
Resist. caratt. snervam. fyk: 4500.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Resist. caratt. rottura ftk: 5400.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Resist. snerv. di calcolo fyd: 3913.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Resist. ultima di calcolo ftd: 4500.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Deform. ultima di calcolo Epu: 0.068  
Modulo Elastico Ef : 2000000 daN/cm<sup>2</sup>  
Diagramma tensione-deformaz. : Bilineare finito

### CARATTERISTICHE DOMINI CONGLOMERATO

#### DOMINIO N° 1

Forma del Dominio: Poligonale  
Classe Conglomerato: C32/40

N.vertice	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm
1	-300.00	150.00
2	300.00	150.00
3	300.00	-150.00
4	-300.00	-150.00

#### DOMINIO N° 2

Forma del Dominio: Poligonale vuoto  
Classe Conglomerato: C20/25

N.vertice	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm
1	-240.00	-90.00
2	-240.00	90.00
3	240.00	90.00
4	240.00	-90.00

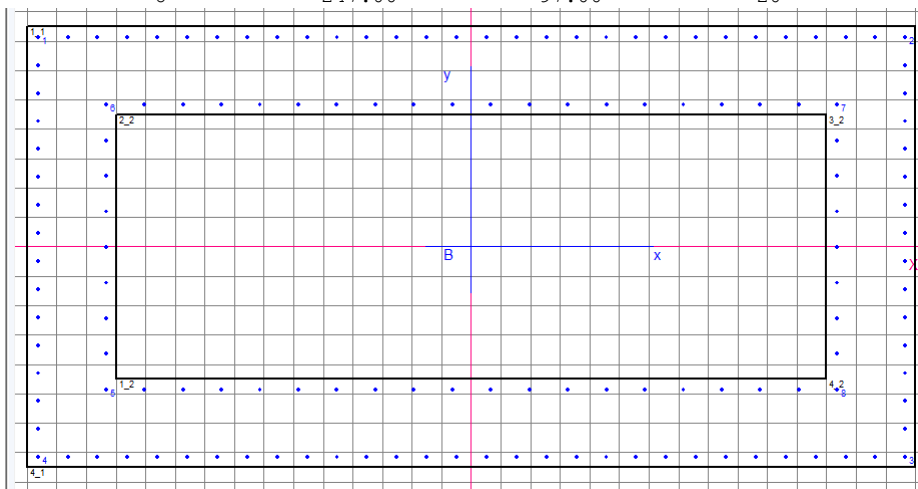
### DATI BARRE ISOLATE



Relazione di calcolo sottostrutture

N.Barra Numero assegnato alle singole barre isolate e nei vertici dei domini  
Ascissa X Ascissa in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O  
Ordinata Y Ordinata in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O  
Diam. Diametro in mm della barra

N.Barra	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm	Diam.Ø,mm
1	-293.00	143.00	20
2	293.00	143.00	20
3	293.00	-143.00	20
4	-293.00	-143.00	20
5	-247.00	-97.00	20
6	-247.00	97.00	20
7	247.00	97.00	20
8	247.00	-97.00	20



DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N.Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
N.Barra In. Numero della barra iniziale cui si riferisce la gener.  
N.Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la gener.  
N.Barre Numero di barre generate equidist. inserite tra la barra iniz. e fin.  
Diam. Diametro in mm della singola barra generata

N.Gen.	N.Barra In.	N.Barra Fin.	N.Barre	Diam.Ø,mm
1	4	3	28	20
2	4	1	14	20
3	3	2	14	20
4	1	2	28	20
5	5	8	18	20
6	8	7	7	20
7	6	7	18	20
8	5	6	7	20

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
Vy Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia y  
Vx Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia x

N.Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	750200	1687000	459600	10	0

**RISULTATI DEL CALCOLO**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.0 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 17.1 cm  
Copriferro netto minimo staffe: 4.6 cm

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)  
Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)  
Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult, My ult) e (N, Mx, My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	750200	1687000	459600	750196	3648393	975558	2.160

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace  
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
ef min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Xf min Ascissa in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
ef max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
Xf max Ascissa in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Yf max Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	ef min	Xf min	Yf min	ef max	Xf max	Yf max
1	0.00350	-0.01206	300.0	150.0	0.00267	293.0	143.0	-0.03197	-293.0	-143.0

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a Coeff. a nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
b Coeff. b nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
c Coeff. c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
x/d Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless. (travi)  
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N.Comb.	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000002931	0.000115123	-0.014647689		

La verifica a taglio, essendo il taglio di calcolo pari a 1750 kN, è soddisfatta disponendo il quantitativo di staffe mostrato in tabella.

Base equivalente al rettangolo	$b_w$	[mm]	6000
Altezza utile equivalente al rettangolo	$d$	[mm]	2900
Area		[mm <sup>2</sup> ]	3360000
Classe del calcestruzzo	$R_{ck}$	[MPa]	40

## Relazione di calcolo sottostrutture

Resistenza a compressione ridotta	$f'_{cd}$	[MPa]	18.1
Resistenza a trazione di progetto	$f_{yd}$	[MPa]	391
Inclinazione puntone	$\vartheta$	[deg]	45
Inclinazione staffe	$\alpha$	[deg]	90
Forza assiale di progetto	$N_{ed}$	[kN]	5490
Tensione media di compressione	$\sigma_{cp}$	[MPa]	3.1
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	$\alpha_c$		1.17
Resistenza di calcolo a "compressione"	$V_{Rcd}$	[kN]	83244
Diametro barre staffe	$\emptyset$	[mm]	14
Numero bracci	$n$		2
Area staffa	$A_{sw}$	[mm <sup>2</sup> ]	307.9
Passo	$s$	[mm]	150
Resistenza di calcolo a "taglio trazione"	$V_{Rsd}$	[kN]	2096
Resistenza a taglio	$V_{RD}$	[kN]	2096

### 5.2.5 Verifica a fessurazione della pila

Nelle condizioni di SLE combinazione frequente e quasi permanente, individuate come di seguito:

Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_k$ di combinazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento $q_3$	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve $q_3$	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	$T_k$	0,6	0,6	0,5

si ha che la tensione massima nelle barre di armatura per ogni condizione è inferiore a 160 MPa; con ciò la verifica a fessurazione è implicitamente soddisfatta.

## 5.3 PROGETTO E VERIFICA FONDAZIONE

### 5.3.1 Ripartizione forze nei pali

Numero totale dei pali  $N_p = 6$

Dimensioni zattera di fondazione (m)

X	Y	Z
6.00	9.60	1.80

Area fondazione 57.60 m<sup>2</sup>

Baric. zattera di fondazione - origine sistema di riferimento (m)

X	Y
0.00	0.00

Baricentro palificata

X <sub>G</sub>	Y <sub>G</sub>
0.00	0.00

Si assimila la fondazione a un corpo rigido sollecitato da sforzi puntuali, ovvero i pali. In tal caso gli sforzi sui pali sono unicamente funzione della distanza dal baricentro della palificata.

Momento d'inerzia fondazione rispetto al baricentro palificata (m<sup>2</sup>)

J <sub>l</sub>	J <sub>t</sub>
19.44	46.24

Coordinate pali rispetto al baricentro zattera (X,Y) e al baricentro palificata (X<sub>g</sub>,Y<sub>g</sub>):

Pali	X (m)	Y (m)	X <sub>Gi</sub> (m)	Y <sub>Gi</sub> (m)	W <sub>l</sub> (m)	W <sub>t</sub> (m)
1	1.80	3.40	1.80	3.40	10.80	13.60
2	1.80	0.00	1.80	0.00	10.80	--
3	1.80	-3.40	1.80	-3.40	10.80	-13.60
4	-1.80	3.40	-1.80	3.40	-10.80	13.60
5	-1.80	0.00	-1.80	0.00	-10.80	--
6	-1.80	-3.40	-1.80	-3.40	-10.80	-13.60

Riferendo le azioni esterne al baricentro della palificata, quota intradosso zattera, si ha:

$$M_l = M_{l,filo\_platea} - (N * e_{l,pali})$$

$$e_{l,pali} = 0.00 \text{ m}$$

		Azioni totali rispetto baricentro palificata					
	COMB.	N (t)	H <sub>i</sub> (t)	H <sub>t</sub> (t)	M <sub>i</sub> (t*m)	M <sub>t</sub> (t*m)	
Esercizio	1	1 912.39	24.43	37.79	-215.02	900.75	A1
	2	1 842.19	24.43	37.79	-215.02	1 084.35	A1
	3	1 510.74	24.43	37.52	-215.02	899.43	A1
	4	1 440.54	24.43	37.52	-215.02	1 083.03	A1
	5	1 456.94	20.36	32.48	-179.18	772.05	A2
	6	1 397.14	20.36	32.48	-179.18	928.45	A2
	7	1 456.94	20.36	32.48	-179.18	772.05	A2
	8	1 397.14	20.36	32.48	-179.18	928.45	A2
	9	1 821.61	85.12	37.52	-749.07	776.58	A1
	10	1 768.96	85.12	37.52	-749.07	914.28	A1
	11	1 419.95	85.12	37.52	-749.07	776.58	A1
	12	1 367.30	85.12	37.52	-749.07	914.28	A1
	13	1 379.60	59.13	32.48	-520.38	667.40	A2
	14	1 334.75	20.36	32.48	-179.18	784.70	A2
	15	1 379.60	72.06	32.48	-634.12	667.40	A2
	16	1 334.75	72.06	32.48	-634.12	784.70	A2
	17	1 549.24	0.00	0.00	0.00	0.00	A1
	18	1 147.59	0.00	0.00	0.00	0.00	A1
	19	1 147.59	0.00	0.00	0.00	0.00	A2
	20	1 147.59	0.00	0.00	0.00	0.00	A2
Sisma	21	1 346.55	160.80	52.44	0.00	506.61	A1
	22	1 100.15	160.80	52.44	1 532.00	506.61	A1
	23	1 254.09	160.80	52.44	1 532.00	506.61	A1
	24	1 007.69	160.80	52.44	1 532.00	506.61	A1
	25	1 346.55	48.24	174.80	1 532.00	1 688.70	A1
	26	1 100.15	48.24	174.80	459.60	1 688.70	A1
	27	1 254.09	48.24	174.80	459.60	1 688.70	A1
	28	1 007.69	48.24	174.80	459.60	1 688.70	A1
	29	1 454.42	48.24	52.44	459.60	506.61	A1
	30	1 208.02	48.24	52.44	459.60	506.61	A1
	31	1 146.22	48.24	52.44	459.60	506.61	A1
	32	899.82	48.24	52.44	459.60	506.61	A1
	33	1 100.15	160.80	52.44	459.60	506.61	A2
	34	1 100.15	160.80	52.44	1 532.00	506.61	A2
	35	1 007.69	160.80	52.44	1 532.00	506.61	A2
	36	1 007.69	160.80	52.44	1 532.00	506.61	A2
	37	1 100.15	48.24	174.80	1 532.00	1 688.70	A2
	38	1 100.15	48.24	174.80	459.60	1 688.70	A2
	39	1 007.69	48.24	174.80	459.60	1 688.70	A2
	40	1 007.69	48.24	174.80	459.60	1 688.70	A2
	41	1 208.02	48.24	52.44	459.60	506.61	A2
	42	899.82	48.24	52.44	459.60	506.61	A2

Relazione di calcolo sottostrutture

	43	899.82	48.24	52.44	459.60	506.61	A2
	44	899.82	48.24	52.44	459.60	506.61	A2

Al fine di ottenere gli sforzi assiali in testa ai pali si adatterà per le combinazioni di carico di esercizio la relazione:

$$N_{\text{palo}} = N/n^{\circ} \text{ pali} + M_l/W_l + M_t/W_t$$

	A1+M1	A2+M2	
Sollecitazione max sui pali di fondazione			
$N_{\text{max}}$	490.4	449.4	t
Sollecitazione min sui pali di fondazione			
$N_{\text{min}}$	-41.6	-82.7	t

Il taglio massimo è dunque pari a

	A1+M1	A2+M2	
$T_{\text{max}}$	30.2	30.2	t

Le azioni massima agenti nei pali per le combinazioni di carico di interesse sono sintetizzate nelle tabelle seguenti.

	A1+M1	
<b>SISM</b>		<b>ESER</b>
490.4	$N_{\text{max}}$	431.4
-41.6	$N_{\text{min}}$	91.3
30.2	$T_{\text{max}}$	15.5

	A2+M2	
<b>SISM</b>		<b>ESER</b>
449.4	$N_{\text{max}}$	338.9
-82.7	$N_{\text{min}}$	106.0
30.2	$T_{\text{max}}$	13.2

### 5.3.2 Verifica di resistenza della zattera

La verifica del plinto è condotta considerando la mensola tozza che si produce tra la sezione di incastro della pila ed il palo. Con tale schematizzazione la forza di trazione nel corrente teso è, per la situazione più gravosa, determinata come di seguito:

- $\text{tg } \alpha = T/N = h/L = 1.23$  (tangente dell'angolo di inclinazione della biella di calcestruzzo);
- $h = 1.75$  m (altezza mensola tozza);
- $L = 1.4$  m (distanza sezione incastro da baricentro palo);
- $N = 4500$  kN (forza normale massima nel palo);
- $T = N \text{ tg } \alpha = 5535$  kN

A tale forza corrisponde un'armatura minima (da diffondere lungo il lato corto) pari a 35 cm<sup>2</sup>/m.

### 5.3.3 Verifica a fessurazione della zattera

La verifica a fessurazione è implicitamente soddisfatta poiché in SLE le tensioni massime di trazione nelle armature sono inferiori a 160 MPa.



## 6 PROGETTO E VERIFICA PILA SU GIUNTO (impalcato B= 15.25 m) e FONDAZIONE

### 6.1 ANALISI DEI CARICHI

Si verifica la pila più sollecitata tra quelle che non sono poste in corrispondenza del giunto.

#### 6.1.1 Azioni statiche trasmesse dall'impalcato

Le risultanti sul piano appoggi dei carichi trasmessi dall'impalcato sono dunque le seguenti:

	<b>N</b> (t)	<b>H<sub>i</sub></b> (t)	<b>H<sub>t</sub></b> (t)	<b>M<sub>t</sub></b> (t*m)
Peso impalcato	622.5	0	0	0
Ritiro	0	0	0	0
Gradiente termico	0	0	0	0
Accidentali max N	380.5	0	0	364.0
Accidentali max M <sub>t</sub>	280.0	0	0	500.0
Vento impalcato scarico	0	0	41.0	91.0
Vento impalcato carico	0	0	41.0	91.0

#### 6.1.2 Azioni dinamiche

Le azioni sismiche allo spiccato della pila sono invece le seguenti:

##### Sisma longitudinale

Taglio longitudinale H<sub>i</sub> 268.00 t  
Momento longitudinale  
M<sub>i</sub> 2840.00 t

##### Sisma trasversale

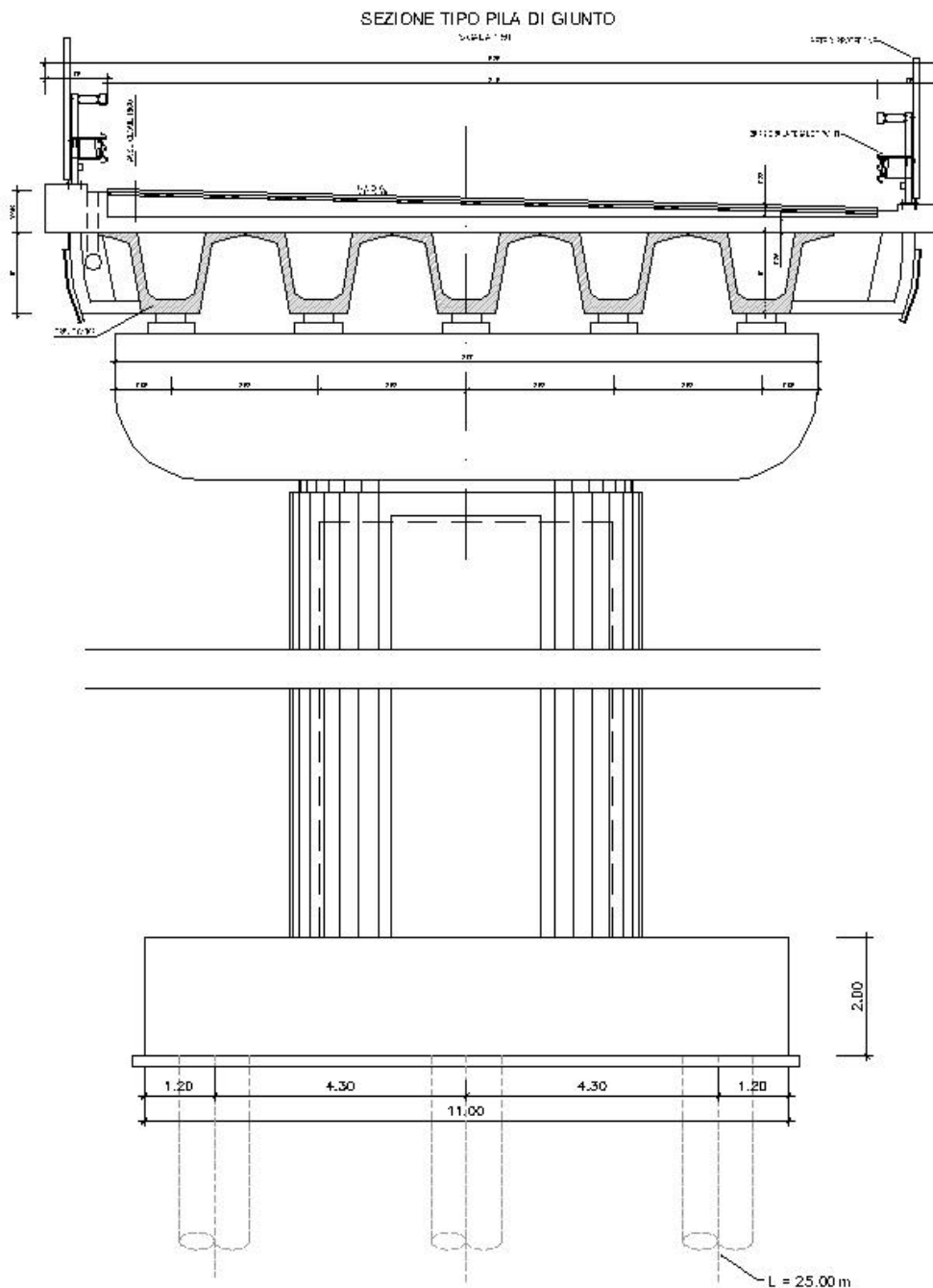
Taglio trasversale H<sub>t</sub> 224.00 t  
Momento trasversale  
M<sub>t</sub> 2804.00 t

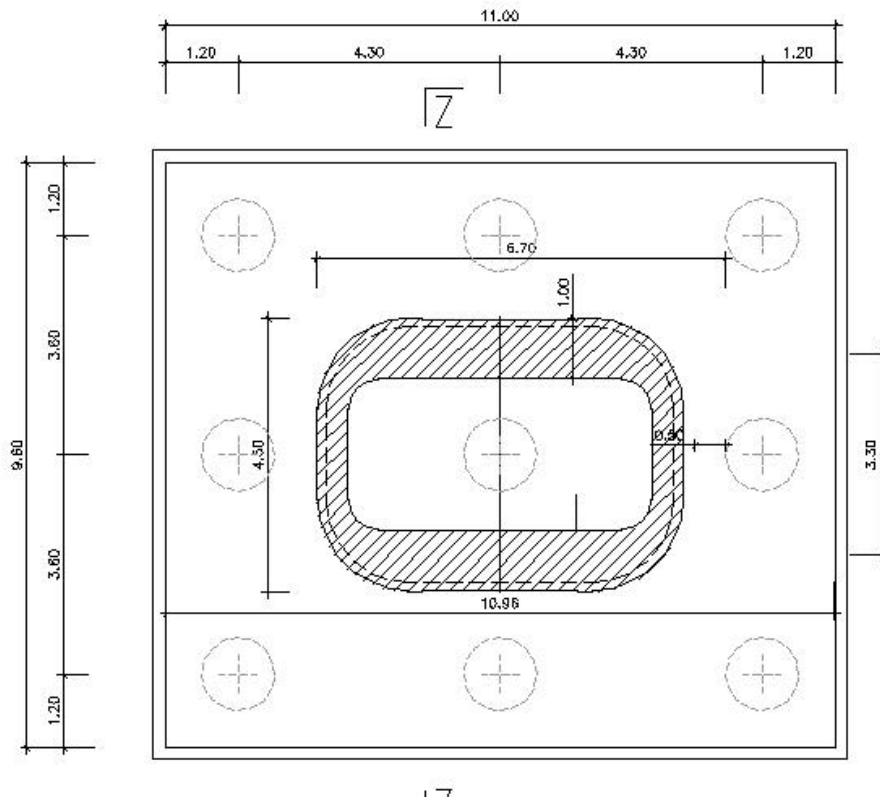
##### Sisma verticale

Forza verticale ΔN 70.00 t

## 6.2 PROGETTO E VERIFICA PILA

### 6.2.1 Geometria





### ZATTERA

Altezza $h_{zattera}$	1.80	m
Dimensione longitudinale $L_{long}$	9.6	m
Dimensione trasversale $L_{trasv}$	11.0	m
Profondità intradosso zattera dal p.c.	1.80	m

### PILA

Si assume che il fusto pila e il pulvino siano simmetrici sia longitudinalmente che trasversalmente e che la sezione trasversale del fusto pila sia costante con l'altezza.

### Altezze

Baggioli $h_{bagg}$	0.20	m
Pulvino $h_{pulvino}$	2.50	m
Fusto pila $h_{pila}$	4.50	m

### Sezioni in pianta

Baggiolo $A_{bagg}$	0.64	m <sup>2</sup>
n° totale baggioli	4	
Valore medio pulvino $A_{m,pl}$	17.28	m <sup>2</sup>
Area fusto pila allo spiccato pila	6.79	m <sup>2</sup>

Relazione di calcolo sottostrutture

**Prospetti longitudinali**

Larghezza media pulvino $L_{long,pulv}$	1.80	m
Altezza baric. prospetto pulvino da spiccato pulvino	1.20	m
Larghezza fusto pila $L_{long,pila}$	3.00	m
Altezza fusto pila dal p.c.	4.50	m
Altezza baric. prospetto fusto pila dal p.c.	2.25	m

**GEOMETRIA PALIFICATA**

Numero totale di pali della zattera 9

**Coordinate pali rispetto al baricentro della zattera**

Pali	X (m)	Y (m)
1	3.60	4.30
2	3.60	0.00
3	3.60	-4.30
4	0.00	4.30
5	0.00	0.00
6	0.00	-4.30
7	-3.60	4.30
8	-3.60	0.00
9	-3.60	-4.30

**6.2.2 Combinazioni di carico**

- Stato limite ultimo

- Coefficienti moltiplicativi che tengono conto della non contemporaneità delle varie azioni variabili trasmesse dall'impalcato alla spalla

TABELLA 5.1.VI- Coefficienti  $\psi$  per azioni variabili (SLU) - impalcato (Testo unico)

	Coeff. $\psi$		
	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Accidentali - frenamento	0.75	0.75	0
Vento ponte scarico	0.6	0.2	0
Vento ponte carico	0.6	--	--
Temperatura	0.6	0.6	0.5

TABELLA 5.2.V - Coefficienti parziali relativi alle azioni (SLU) - Impalcato (Testo unico)

Parametro

Coeff. parziali

Relazione di calcolo sottostrutture

		$\gamma_f$	
		A1	A2
Permanente sfavorevole	G-	1.35	1.00
Permanente favorevole	G+	1.00	1.00
Variabile sfavorevole Q-	accidentali	1.35	1.15
	vento	1.50	1.30
	ritiro, ...	1.20	1.00
Variabile favorevole Q+	accidentali	0.00	0.00
	vento	0.00	0.00
	ritiro, ...	0.00	0.00

TABELLA 6.2.I - Coefficienti parziali relativi alle azioni (SLU) - Terreno (Testo unico)

Parametro		Coeff. parziali	
		$\gamma_f$	
		A1	A2
Permanente sfavorevole	G-	1.40	1.00
Permanente favorevole	G+	1.00	1.00
Variabile sfavorevole	Q-	1.50	1.30
Variabile favorevole	Q+	0.00	0.00

TABELLA 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri del terreno (Testo unico)

Parametro		Coeff. parziali	
		$\gamma_m$	
		M1	M2
Tan. angolo attrito interno	$\tan \phi'_k$	1.00	1.25
Coesione efficace	$c'_k$	1.00	1.25
Coesione non drenata	$c_{uk}$	1.00	1.40
Peso unità di volume	$\gamma$	1.00	1.00

TABELLA 6.4.I - Coefficienti parziali per fondazioni superficiali (Testo unico)

Parametro	Coeff. parziali $\gamma_r$		
	R1	R2	R3
Capacità portante	1.00	1.80	2.30
Scorrimento	1.00	1.10	1.10

### **AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO E DALLA PILA IN CONDIZIONI DI SISMA**

Per tutte le azioni sismiche si fa riferimento ai risultati di un' analisi dinamica modale svolta sulla base dello spettro di risposta relativo allo stato limite di danno; le azioni sono relative a quota spiccato pila, nella proiezione verticale del baricentro della pila.

#### **Sisma longitudinale $E_x$**

$$H_{s,l} = 268.00 \quad t$$

$$M_{s,l} = 2840.00 \quad t*m$$

#### **Sisma trasversale $E_y$**

$$H_{s,t} = 224.00 \quad t$$

$$M_{s,t} = 2804.00 \quad t*m$$

#### **Sisma verticale $E_z$**

Gli effetti della componente verticale dell'azione sismica sulle pile possono essere omessi nelle zone di sismicità bassa e moderata. In zone di alta sismicità questi effetti devono essere analizzati solo in casi eccezionali in cui le pile sono soggette ad elevate flessioni generate dalle azioni permanenti sull'impalcato.

$$\Delta N_s = 70.00 \quad t$$

#### **Combinazioni delle componenti $E_x$ , $E_y$ , $E_z$ dell'azione sismica**

Riassumendo le azioni relative alle tre componenti dell'azione sismica, si ha:

	<b>N (t)</b>	<b>H<sub>l</sub> (t)</b>	<b>H<sub>t</sub> (t)</b>	<b>M<sub>l</sub> (t*m)</b>	<b>M<sub>t</sub> (t*m)</b>
$E_x$	0.00	268.00	0.00	2840.00	0.00
$E_y$	0.00	0.00	224.00	0.00	2804.00
$E_z$	70.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Come da NTC 17/01/2018, le componenti elementari  $E_x$ ,  $E_y$ ,  $E_z$  dell'azione sismica devono essere combinate tra loro secondo la relazione:

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

con rotazione degli indici x, y, z.

Nel caso in esame si considera 1 azione sismica longitudinale ( $E_{x+}$ ), 1 azione sismica trasversale ( $E_{y+}$ ) e 2 azioni sismiche verticali ( $E_{z\pm}$ ). Si hanno dunque 6 diverse combinazioni:

*Sisma longitudinale dominante con accelerazione verticale positiva*

<b>N (t)</b>	<b>H<sub>i</sub> (t)</b>	<b>H<sub>t</sub> (t)</b>	<b>M<sub>i</sub> (t*m)</b>	<b>M<sub>t</sub> (t*m)</b>
21.00	268.00	67.20	2840.00	841.20

*Sisma longitudinale dominante con accelerazione verticale negativa*

<b>N (t)</b>	<b>H<sub>i</sub> (t)</b>	<b>H<sub>t</sub> (t)</b>	<b>M<sub>i</sub> (t*m)</b>	<b>M<sub>t</sub> (t*m)</b>
-21.00	268.00	67.20	2840.00	841.20

*Sisma trasversale dominante con accelerazione verticale positiva*

<b>N (t)</b>	<b>H<sub>i</sub> (t)</b>	<b>H<sub>t</sub> (t)</b>	<b>M<sub>i</sub> (t*m)</b>	<b>M<sub>t</sub> (t*m)</b>
21.00	80.40	224.00	852.00	2804.00

*Sisma trasversale dominante con accelerazione verticale negativa*

<b>N (t)</b>	<b>H<sub>i</sub> (t)</b>	<b>H<sub>t</sub> (t)</b>	<b>M<sub>i</sub> (t*m)</b>	<b>M<sub>t</sub> (t*m)</b>
-21.00	80.40	224.00	852.00	2804.00

*Sisma verticale dominante con accelerazione positiva*

<b>N (t)</b>	<b>H<sub>i</sub> (t)</b>	<b>H<sub>t</sub> (t)</b>	<b>M<sub>i</sub> (t*m)</b>	<b>M<sub>t</sub> (t*m)</b>
70.00	80.40	67.20	852.00	841.20

*Sisma verticale dominante con accelerazione negativa*

<b>N (t)</b>	<b>H<sub>i</sub> (t)</b>	<b>H<sub>t</sub> (t)</b>	<b>M<sub>i</sub> (t*m)</b>	<b>M<sub>t</sub> (t*m)</b>
-70.00	80.40	67.20	852.00	841.20

### 6.2.3 Sintesi azioni

#### Azioni impalcato allo spiccato pila

Per il trasporto si osserva che nel piano x,y il baricentro del pulvino (quota estradosso pulvino), rispetto a cui sono calcolate le azioni trasmesse dall'impalcato, coincide con il baricentro della pila (quota estradosso zattera), rispetto a cui sono calcolate le azioni dovute al peso proprio: è dunque necessario introdurre la sola eccentricità verticale  $e_v$  dei carichi orizzontali trasmessi dall'impalcato, pari all'altezza pulvino+altezza fusto pila.

$$e_v = -7.00 \text{ m}$$

$$M_l = M_{l,imp} + H_l * e_v \qquad M_t = M_{t,imp} - H_t * e_v$$

(momenti positivi se antiorari)

Esercizio	Carico		N	H <sub>l</sub>	H <sub>t</sub>	M <sub>l</sub>	M <sub>t</sub>
			t	t	t	t*m	t*m
Esercizio	Permanenti	g1+g2	622.5	0.0	0.0	0.0	0.0
	Carichi mobili max N	q1+q2	380.5	0.0	0.0	0.0	364.0
	Carichi mobili max M <sub>t</sub>	q1+q2	280.0	0.0	0.0	0.0	500.0
	Frenamento	q3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	Vento impalcato scarico	q5	0.0	0.0	41.0	0.0	378.0
	Vento imp. carico max N, M <sub>t</sub>	q5	0.0	0.0	41.0	0.0	378.0
	Resistenze parassite vincoli	q7	0.0	9.3	0.0	-65.4	0.0

#### Combinazioni di carico impalcato allo spiccato pila

Sisma		N	H <sub>l</sub>	H <sub>t</sub>	M <sub>l</sub>	M <sub>t</sub>
		t	t	t	t*m	t*m
Sisma	E <sub>x</sub> (+) dominante con E <sub>z</sub> (+)	21.0	268.0	67.2	2 840.0	841.2
	E <sub>x</sub> (+) dominante con E <sub>z</sub> (-)	-21.0	268.0	67.2	2 840.0	841.2
	E <sub>y</sub> (+) dominante con E <sub>z</sub> (+)	21.0	80.4	224.0	852.0	2 804.0
	E <sub>y</sub> (+) dominante con E <sub>z</sub> (-)	-21.0	80.4	224.0	852.0	2 804.0
	E <sub>z</sub> (+) dominante	70.0	80.4	67.2	852.0	841.2
	E <sub>z</sub> (-) dominante	-70.0	80.4	67.2	852.0	841.2

TABELLA 7.2.2 - Coefficienti parziali relativi alle azioni (SLU)

Coeff. parziali $\gamma_f$	
A1	A2



Permanente sfavorevole	G-	1.35	1.00
		1.00	1.00
Permanente favorevole	G+	1.00	1.00
Variabile sfavorevole Q-	accidentali	1.35	1.15
	vento	1.50	1.30
	ritiro, ...	1.20	1.00
Variabile favorevole Q+	accidentali	0.00	0.00
	vento	0.00	0.00
	ritiro, ...	0.00	0.00

	Coeff. $\Psi$		
	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Accidentali - frenamento	0.75	0.75	0
Vento ponte scarico	0.6	0.2	0
Vento ponte carico	0.6	--	--
Temperatura	0.6	0.6	0.5

	Comb	N	H <sub>i</sub>	H <sub>t</sub>	M <sub>i</sub>	M <sub>t</sub>
		t	t	t	t*m	t*m
Esercizio	1	1 813.5	6.7	39.0	-47.1	838.5
	2	1 677.8	6.7	39.0	-47.1	1 022.1
	3	1 476.5	6.7	38.6	-47.1	837.1
	4	1 340.8	6.7	38.6	-47.1	1 020.7
	5	1 400.4	5.6	33.4	-39.2	718.0
	6	1 284.8	5.6	33.4	-39.2	874.4
	7	1 400.4	5.6	33.4	-39.2	718.0
	8	1 284.8	5.6	33.4	-39.2	874.4
	9	1 685.1	6.7	38.6	-47.1	714.3
	10	1 583.3	6.7	38.6	-47.1	852.0
	11	1 348.1	6.7	38.6	-47.1	714.3
	12	1 246.3	6.7	38.6	-47.1	852.0
	13	1 291.0	5.6	33.4	-39.2	613.4
	14	1 204.3	5.6	33.4	-39.2	730.7
	15	1 291.0	5.6	33.4	-39.2	613.4
	16	1 204.3	5.6	33.4	-39.2	730.7
	17	1 299.8	0.0	0.0	0.0	0.0
	18	962.8	0.0	0.0	0.0	0.0
	19	962.8	0.0	0.0	0.0	0.0
	20	962.8	0.0	0.0	0.0	0.0

Sisma	21	861.4	268.0	67.2	2 840.0	841.2
	22	643.5	268.0	67.2	2 840.0	841.2
	23	819.4	268.0	67.2	2 840.0	841.2
	24	601.5	268.0	67.2	2 840.0	841.2
	25	861.4	80.4	224.0	852.0	2 804.0
	26	643.5	80.4	224.0	852.0	2 804.0
	27	819.4	80.4	224.0	852.0	2 804.0
	28	601.5	80.4	224.0	852.0	2 804.0
	29	910.4	80.4	67.2	852.0	841.2
	30	692.5	80.4	67.2	852.0	841.2
	31	770.4	80.4	67.2	852.0	841.2
	32	552.5	80.4	67.2	852.0	841.2
	33	643.5	268.0	67.2	2 840.0	841.2
	34	643.5	268.0	67.2	2 840.0	841.2
	35	601.5	268.0	67.2	2 840.0	841.2
	36	601.5	268.0	67.2	2 840.0	841.2
	37	643.5	80.4	224.0	852.0	2 804.0
	38	643.5	80.4	224.0	852.0	2 804.0
	39	601.5	80.4	224.0	852.0	2 804.0
	40	601.5	80.4	224.0	852.0	2 804.0
	41	692.5	80.4	67.2	852.0	841.2
	42	552.5	80.4	67.2	852.0	841.2
	43	552.5	80.4	67.2	852.0	841.2
	44	552.5	80.4	67.2	852.0	841.2

## 6.2.4 Verifica di resistenza della pila

Le azioni per la verifica della pila (sezione di spiccato) sono le più gravose in termini di pressoflessione e taglio; in particolare la verifica a pressoflessione risulta soddisfatta, per la condizione più gravosa, con Ø24/20. La verifica è consegnata alle figure seguenti.

### DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: pila3

(Percorso File: \\oceano\C37\LAVORO\Michela\pila3.sez)

Descrizione Sezione:  
 Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi  
 Tipologia sezione: Sezione generica  
 Normativa di riferimento: N.T.C.  
 Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante  
 Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia  
 Riferimento alla sismicità: Zona non sismica  
 Posizione sezione nell'asta: In zona critica

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO - Classe: C32/40  
 Resis. compr. di calcolo fcd : 181.33 daN/cm<sup>2</sup>  
 Resis. compr. ridotta fcd' : 90.67 daN/cm<sup>2</sup>  
 Def.unit. max resistenza ec2 : 0.0020  
 Def.unit. ultima ecu : 0.0035  
 Diagramma tensione-deformaz. : Parabola-Rettangolo  
 Modulo Elastico Normale Ec : 333458 daN/cm<sup>2</sup>  
 Coeff. di Poisson : 0.20  
 Resis. media a trazione fctm: 30.24 daN/cm<sup>2</sup>

ACCIAIO - Tipo: B450C  
 Resist. caratt. snervam. fyk: 4500.0 daN/cm<sup>2</sup>  
 Resist. caratt. rottura ftk: 5400.0 daN/cm<sup>2</sup>  
 Resist. snerv. di calcolo fyd: 3913.0 daN/cm<sup>2</sup>  
 Resist. ultima di calcolo ftd: 4500.0 daN/cm<sup>2</sup>  
 Deform. ultima di calcolo Epu: 0.068  
 Modulo Elastico Ef : 2000000 daN/cm<sup>2</sup>  
 Diagramma tensione-deformaz. : Bilineare finito

### CARATTERISTICHE DOMINI CONGLOMERATO

#### DOMINIO N° 1

Forma del Dominio: Poligonale  
 Classe Conglomerato: C32/40

N.vertice	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm
1	-300.00	225.00
2	300.00	225.00
3	300.00	-225.00
4	-300.00	-225.00

#### DOMINIO N° 2

Forma del Dominio: Poligonale vuoto  
 Classe Conglomerato: C32/40

N.vertice	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm
1	-200.00	-125.00
2	-200.00	125.00
3	200.00	125.00
4	200.00	-125.00

Relazione di calcolo sottostrutture

**DATI BARRE ISOLATE**

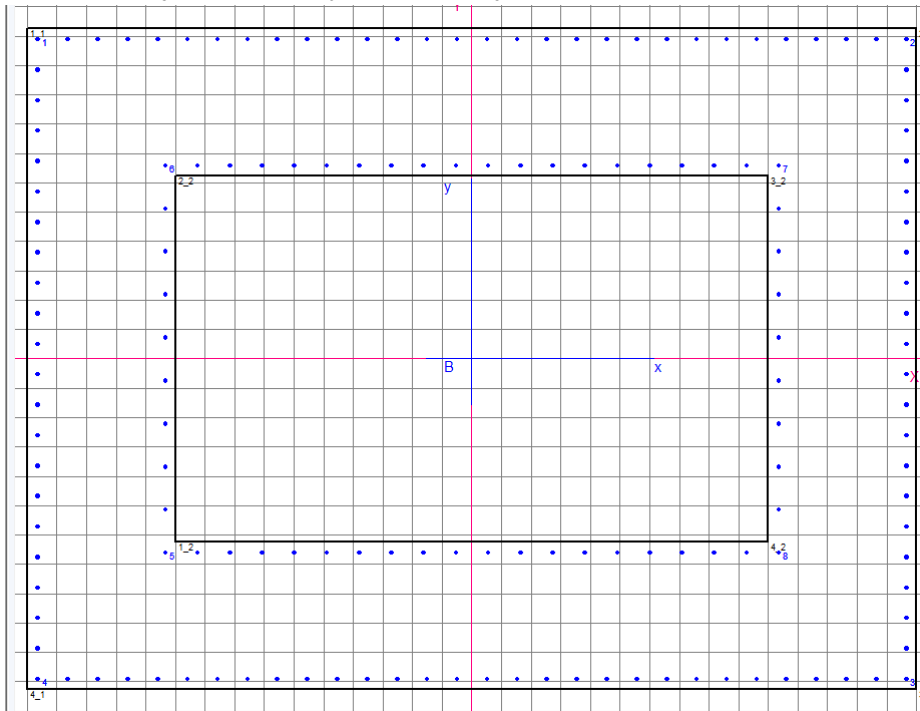
N.Barra Numero assegnato alle singole barre isolate e nei vertici dei domini  
 Ascissa X Ascissa in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O  
 Ordinata Y Ordinata in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O  
 Diam. Diametro in mm della barra

N.Barra	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm	Diam.Ø,mm
1	-293.00	218.00	24
2	293.00	218.00	24
3	293.00	-218.00	24
4	-293.00	-218.00	24
5	-207.00	-132.00	24
6	-207.00	132.00	24
7	207.00	132.00	24
8	207.00	-132.00	24

**DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE**

N.Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
 N.Barra In. Numero della barra iniziale cui si riferisce la gener.  
 N.Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la gener.  
 N.Barre Numero di barre generate equidist. inserite tra la barra iniz. e fin.  
 Diam. Diametro in mm della singola barra generata

N.Gen.	N.Barra In.	N.Barra Fin.	N.Barre	Diam.Ø,mm
1	4	3	28	24
2	4	1	20	24
3	3	2	20	24
4	1	2	28	24
5	5	8	18	24
6	8	7	8	24
7	6	7	18	24
8	5	6	8	24



**ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)

Relazione di calcolo sottostrutture

Mx	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia x

N.Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	477000	900000	2445000	10	0

**RISULTATI DEL CALCOLO**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.8 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 17.8 cm  
Copriferro netto minimo staffe: 4.4 cm

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N ult	Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult,My ult) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	477000	900000	2445000	476974	3321981	9046812	3.699

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
ef min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xf min	Ascissa in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)
ef max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xf max	Ascissa in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yf max	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	ef min	Xf min	Yf min	ef max	Xf max	Yf max
1	0.00350	-0.00710	300.0	225.0	0.00320	293.0	218.0	-0.02094	-293.0	-218.0

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a	Coeff. a nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
b	Coeff. b nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
c	Coeff. c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N.Comb.	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000034735	0.000008674	-0.008872065		

La verifica a taglio, essendo il taglio di calcolo pari a 2680 kN, è soddisfatta disponendo il quantitativo di staffe mostrato in tabella.

Base equivalente al rettangolo	$b_w$	[mm]	4500
Altezza utile equivalente al rettangolo	$d$	[mm]	6000
Area		[mm <sup>2</sup> ]	17
Classe del calcestruzzo	$R_{ck}$	[MPa]	40
Resistenza a compressione ridotta	$f'_{cd}$	[MPa]	18.1
Resistenza a trazione di progetto	$f_{yd}$	[MPa]	391
Inclinazione puntone	$\vartheta$	[deg]	45
Inclinazione staffe	$\alpha$	[deg]	90
Forza assiale di progetto	$N_{ed}$	[kN]	1000
Tensione media di compressione	$\sigma_{cp}$	[MPa]	0.6
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	$\alpha_c$		1.03
Resistenza di calcolo a "compressione"	$V_{Rcd}$	[kN]	113737
Diametro barre staffe	$\emptyset$	[mm]	14
Numero bracci	$n$		2
Area staffa	$A_{sw}$	[mm <sup>2</sup> ]	307.9
Passo	$s$	[mm]	200
Resistenza di calcolo a "taglio trazione"	$V_{Rsd}$	[kN]	3253
Resistenza a taglio	$V_{RD}$	[kN]	3253

### 6.2.5 Verifica a fessurazione della pila

Nelle condizioni di SLE combinazione frequente e quasi permanente, individuate come di seguito:

Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

Relazione di calcolo sottostrutture

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente $\Psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\Psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\Psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
Vento $q_s$	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve $q_s$	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	$T_k$	0,6	0,6	0,5

si ha che la tensione massima nelle barre di armatura per ogni condizione è inferiore a 160 MPa; con ciò la verifica a fessurazione è implicitamente soddisfatta.

## 6.3 PROGETTO E VERIFICA FONDAZIONE

### 6.3.1 Ripartizione forze nei pali

#### VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE DELLA FONDAZIONE

#### VERIFICA DELLA FONDAZIONE SU PALI

Numero totale dei pali  $N_p = 9$

Dimensioni zattera di fondazione (m)

X	Y	Z
9.60	11.00	2.00

Area fondazione 105.60 m<sup>2</sup>

Baric. zattera di fondazione - origine sistema di riferimento (m)

X	Y
0.00	0.00

Baricentro palificata

X <sub>G</sub>	Y <sub>G</sub>
0.00	0.00

Si assimila la fondazione a un corpo rigido sollecitato da sforzi puntuali, ovvero i pali. In tal caso gli sforzi sui pali sono unicamente funzione della distanza dal baricentro della palificata.

Momento d'inerzia fondazione rispetto al baricentro palificata (m<sup>2</sup>)

J <sub>I</sub>	J <sub>t</sub>
77.76	110.94

Coordinate pali rispetto al baricentro zattera (X,Y) e al baricentro palificata (X<sub>g</sub>,Y<sub>g</sub>):

Pali	X (m)	Y (m)	X <sub>Gi</sub> (m)	Y <sub>Gi</sub> (m)	W <sub>I</sub> (m)	W <sub>t</sub> (m)
1	3.60	4.30	3.60	4.30	21.60	25.80
2	3.60	0.00	3.60	0.00	21.60	Infinito
3	3.60	-4.30	3.60	-4.30	21.60	-25.80
4	0.00	4.30	0.00	4.30	Infinito	25.80
5	0.00	0.00	0.00	0.00	Infinito	Infinito
6	0.00	-4.30	0.00	-4.30	Infinito	-25.80
7	-3.60	4.30	-3.60	4.30	-21.60	25.80
8	-3.60	0.00	-3.60	0.00	-21.60	Infinito
9	-3.60	-4.30	-3.60	-4.30	-21.60	-25.80



Relazione di calcolo sottostrutture

dove  $W_l$  e  $W_t$  sono rispettivamente i moduli resistenti in direzione longitudinale e trasversale dei pali

Riferendo le azioni esterne al baricentro della palificata, quota intradosso zattera, si ha:

$$M_l = M_{l, \text{filo\_platea}} - (N * e_{l, \text{pali}}) \quad e_{l, \text{pali}} = 0.00 \quad \text{m}$$

		Azioni totali rispetto baricentro palificata					
		N (t)	H <sub>l</sub> (t)	H <sub>t</sub> (t)	M <sub>l</sub> (t*m)	M <sub>t</sub> (t*m)	
	COMB.						
Esercizio	1	2 526.27	6.72	39.02	-60.51	916.53	A1
	2	2 390.60	6.72	39.02	-60.51	1 100.13	A1
	3	2 004.49	6.72	38.60	-60.51	914.30	A1
	4	1 868.81	6.72	38.60	-60.51	1 097.90	A1
	5	1 928.39	5.60	33.39	-50.42	784.82	A2
	6	1 812.81	5.60	33.39	-50.42	941.22	A2
	7	1 928.39	5.60	33.39	-50.42	784.82	A2
	8	1 812.81	5.60	33.39	-50.42	941.22	A2
	9	2 397.85	6.72	38.60	-60.51	791.45	A1
	10	2 296.10	6.72	38.60	-60.51	929.15	A1
	11	1 876.07	6.72	38.60	-60.51	791.45	A1
	12	1 774.31	6.72	38.60	-60.51	929.15	A1
	13	1 818.99	5.60	33.39	-50.42	680.17	A2
	14	1 732.31	5.60	33.39	-50.42	797.47	A2
	15	1 818.99	5.60	33.39	-50.42	680.17	A2
	16	1 732.31	5.60	33.39	-50.42	797.47	A2
	17	2 012.60	0.00	0.00	0.00	0.00	A1
	18	1 490.81	0.00	0.00	0.00	0.00	A1
	19	1 490.81	0.00	0.00	0.00	0.00	A2
	20	1 490.81	0.00	0.00	0.00	0.00	A2
Sisma	21	1 574.18	268.00	67.20	0.00	841.20	A1
	22	1 356.30	268.00	67.20	2 840.00	841.20	A1
	23	1 532.18	268.00	67.20	2 840.00	841.20	A1
	24	1 314.30	268.00	67.20	2 840.00	841.20	A1
	25	1 574.18	80.40	224.00	2 840.00	2 804.00	A1
	26	1 356.30	80.40	224.00	852.00	2 804.00	A1
	27	1 532.18	80.40	224.00	852.00	2 804.00	A1
	28	1 314.30	80.40	224.00	852.00	2 804.00	A1
	29	1 623.18	80.40	67.20	852.00	841.20	A1
	30	1 405.30	80.40	67.20	852.00	841.20	A1
	31	1 483.18	80.40	67.20	852.00	841.20	A1
	32	1 265.30	80.40	67.20	852.00	841.20	A1
	33	1 356.30	268.00	67.20	852.00	841.20	A2
	34	1 356.30	268.00	67.20	2 840.00	841.20	A2
	35	1 314.30	268.00	67.20	2 840.00	841.20	A2
	36	1 314.30	268.00	67.20	2 840.00	841.20	A2

## Relazione di calcolo sottostrutture

37	1 356.30	80.40	224.00	2 840.00	2 804.00	A2
38	1 356.30	80.40	224.00	852.00	2 804.00	A2
39	1 314.30	80.40	224.00	852.00	2 804.00	A2
40	1 314.30	80.40	224.00	852.00	2 804.00	A2
41	1 405.30	80.40	67.20	852.00	841.20	A2
42	1 265.30	80.40	67.20	852.00	841.20	A2
43	1 265.30	80.40	67.20	852.00	841.20	A2
44	1 265.30	80.40	67.20	852.00	841.20	A2

Al fine di ottenere gli sforzi assiali in testa ai pali si adotterà per le combinazioni di carico di esercizio la relazione:

$$N_{\text{palo}} = N/n^{\circ} \text{ pali} + M_l/W_l + M_t/W_t$$

Relazione di calcolo sottostrutture

Sollecitazione max sui pali di fondazione $N_{max}$	A1+M1	A2+M2	t
	415.1	390.9	
Sollecitazione min sui pali di fondazione $N_{min}$	-65.3	-89.5	t

Per determinare il taglio massimo agente sui pali si dividono gli sforzi taglianti per il numero di pali della fondazione:

Sollecitazioni a quota intradosso zattera			$T_1$ (t)	$T_t$ (t)	$T_{max}$ (t)	
COMB.	$H_I$ (t)	$H_t$ (t)				
1	6.7	39.0	0.75	4.34	4.40	A1
2	6.7	39.0	0.75	4.34	4.40	A1
3	6.7	38.6	0.75	4.29	4.35	A1
4	6.7	38.6	0.75	4.29	4.35	A1
5	5.6	33.4	0.62	3.71	3.76	A2
6	5.6	33.4	0.62	3.71	3.76	A2
7	5.6	33.4	0.62	3.71	3.76	A2
8	5.6	33.4	0.62	3.71	3.76	A2
9	6.7	38.6	0.75	4.29	4.35	A1
10	6.7	38.6	0.75	4.29	4.35	A1
11	6.7	38.6	0.75	4.29	4.35	A1
12	6.7	38.6	0.75	4.29	4.35	A1
13	5.6	33.4	0.62	3.71	3.76	A2
14	5.6	33.4	0.62	3.71	3.76	A2
15	5.6	33.4	0.62	3.71	3.76	A2
16	5.6	33.4	0.62	3.71	3.76	A2
17	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	A1
18	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	A1
19	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	A2
20	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	A2
21	268.0	67.2	29.78	7.47	30.70	A1
22	268.0	67.2	29.78	7.47	30.70	A1
23	268.0	67.2	29.78	7.47	30.70	A1
24	268.0	67.2	29.78	7.47	30.70	A1
25	80.4	224.0	8.93	24.89	26.44	A1
26	80.4	224.0	8.93	24.89	26.44	A1
27	80.4	224.0	8.93	24.89	26.44	A1
28	80.4	224.0	8.93	24.89	26.44	A1
29	80.4	67.2	8.93	7.47	11.64	A1
30	80.4	67.2	8.93	7.47	11.64	A1
31	80.4	67.2	8.93	7.47	11.64	A1
32	80.4	67.2	8.93	7.47	11.64	A1
33	268.0	67.2	29.78	7.47	30.70	A2
34	268.0	67.2	29.78	7.47	30.70	A2
35	268.0	67.2	29.78	7.47	30.70	A2
36	268.0	67.2	29.78	7.47	30.70	A2
37	80.4	224.0	8.93	24.89	26.44	A2
38	80.4	224.0	8.93	24.89	26.44	A2
39	80.4	224.0	8.93	24.89	26.44	A2
40	80.4	224.0	8.93	24.89	26.44	A2
41	80.4	67.2	8.93	7.47	11.64	A2
42	80.4	67.2	8.93	7.47	11.64	A2
43	80.4	67.2	8.93	7.47	11.64	A2
44	80.4	67.2	8.93	7.47	11.64	A2

Il taglio massimo è dunque pari a

$T_{max}$	A1+M1	A2+M2	t
	30.7	30.7	

	A1+M1	ESER
SISM	$N_{max}$	319.0
	$N_{min}$	158.3
	$T_{max}$	4.4

	A2+M2	ESER
SISM	$N_{max}$	247.0
	$N_{min}$	159.2
	$T_{max}$	3.8



*Direzione Progettazione e  
Realizzazione Lavori*

STRADA DELLE TRE VALLI UMBRE  
Tratto Eggi-Acquasparta – 1° Stralcio Baiano-Firenzuola

**PROGETTO DEFINITIVO**

---

Relazione di calcolo sottostrutture

---

Per quanto riguarda le sollecitazioni flettenti sulla testa del palo, il valore del momento massimo d'incastro in sommità può essere determinato tramite l'espressione

$$M_{\max} = T_{\max} * L_0/2$$

con  $L_0$  lunghezza elastica del palo

Ponendo

$\phi$ palo = diametro del palo			
=	120.0	cm	
$K_w$ = modulo di Winkler del terreno =	2 500	t/m <sup>3</sup>	
$E_{cls}$ = modulo di elasticità del calcestruzzo			
=	314 472	kg/cm <sup>2</sup>	

risulta

$$L_0 = 4.107 \quad m$$

da cui

	A1+M1	A2+M2	
$T_{\max}$	30.7	30.7	t
$M_{\max}$	63.0	63.0	t*m
$N_{\max}$	334.3	314.8	t
$N_{\min}$	-18.1	-18.1	t

Seguono quindi le verifiche a pressoflessione del palo accoppiando il momento flettente appena trovato sia con lo sforzo normale minimo che con quello massimo.

### 6.3.2 Verifica di resistenza della zattera

La verifica del plinto è condotta considerando la mensola tozza che si produce tra la sezione di incastro della pila ed il palo. Con tale schematizzazione la forza di trazione nel corrente teso è, per la situazione più gravosa, determinata come di seguito:

- $\text{tg } \alpha = T/N = h/L = 0.97$  (tangente dell'angolo di inclinazione della biella di calcestruzzo);
- $h = 1.75$  m (altezza mensola tozza);
- $L = 1.8$  m (distanza sezione incastro da baricentro palo);
- $N = 4151$  kN (forza normale massima nel palo);
- $T = N \text{ tg } \alpha = 4026$  kN

A tale forza corrisponde un'armatura minima (da diffondere lungo il lato lungo) pari a 45 cm<sup>2</sup>/m.

### 6.3.3 Verifica a fessurazione della zattera

La verifica a fessurazione è implicitamente soddisfatta poiché in SLE le tensioni massime di trazione nelle armature sono inferiori a 160 MPa.

## 7 PROGETTO E VERIFICA SPALLA A e FONDAZIONE

Si riportano le calcolazioni relative alla spalla A.

### 7.1 ANALISI DEI CARICHI

#### 7.1.1 Azioni statiche trasmesse dall'impalcato

##### Travi

p (per trave)	[kN/m]	19.09
n		4
p tot al m	[kN/m]	80.2

##### Soletta

p (al mq)	[kN/m <sup>2</sup> ]	6.3
Larghezza	[m]	11.3
p tot al m	[kN/m]	70.3

##### Marciapiede

p (al mq)	[kN/m <sup>2</sup> ]	8.9
Luce	[m]	0.75
n		2.00
p tot al m	[kN/m]	13.3

##### Barriere

p	[kN/m]	2.5
n		2.0
p tot al m	[kNm/m]	5.0

##### Pavimentazione et massetto

p tot al m	[kN/m]	37.1
------------	--------	------

Lc1 = luce prima campata	[m]	30.0
Lc2= luce seconda campata	[m]	0.0

gamma TC (V)		0.800
gamma TC (T)		1.000

Reazione verticale per appoggio	[kN]	617.6
---------------------------------	------	-------

##### Mobili

w =	larghezza carreggiata	[m]	9.75
n <sub>L</sub> =	numero corsie convenzionali		3
w <sub>c</sub> =	larghezza di una corsia convenz.	[m]	3

Relazione di calcolo sottostrutture

$W_R =$	larghezza zona rimanente	[m]	0.75	
$Q_{1K} =$	carico asse corsia 1	[kN]	300	300
$Q_{2K} =$	carico asse corsia 2	[kN]	200	200
$Q_{3K} =$	carico asse corsia 3	[kN]	100	0
$Q_{iK} =$	carico asse altre corsie	[kN]	0	0
$q_{1K} =$	UDL corsia 1	[kN/m <sup>2</sup> ]	9	9
$q_{2K} =$	UDL corsia 2	[kN/m <sup>2</sup> ]	2.5	2.5
$q_{3K} =$	UDL corsia 3	[kN/m <sup>2</sup> ]	2.5	0
$q_{iK} =$	UDL altre corsie	[kN/m <sup>2</sup> ]	2.5	0
			MAX N	MAX T
ecc UDL 1	[m]		3.38	3.38
ecc UDL 2	[m]		0.38	0.38
ecc UDL 3	[m]		-2.62	
ecc UDL 4	[m]		-4.50	
ecc TS1	[m]		4.38	4.38
ecc TS1	[m]		2.38	2.38
ecc TS2	[m]		1.38	1.38
ecc TS2	[m]		-0.62	-0.62
ecc TS3	[m]		-1.62	
ecc TS3	[m]		-3.62	
M UDL 1	[kNm/m]		91.3	91.3
M UDL 2	[kNm/m]		2.9	2.9
M UDL 3	[kNm/m]		-19.7	0.0
M UDL 4	[kNm/m]		-8.4	0.0
M UDL	[kNm]		990.3	1411.7
M TS1	[kNm]		2028.0	2028.0
M TS2	[kNm]		152.0	152.0
M TS3	[kNm]		-524.0	0.0
Momento torcente mobili totale	[kNm]		2646.3	3591.7
Reazione verticale mobili totale	[kN]		1702.5	1394.0
Eccentricità forza equivalente	[m]		1.55	2.58
Eccentricità trave 1 (rispetto baricentro)	[m]		3.8	3.8
Eccentricità trave 2 (rispetto baricentro)	[m]		1.3	1.3
Eccentricità trave 3 (rispetto baricentro)	[m]		-3.8	-3.8
Eccentricità trave 4 (rispetto baricentro)	[m]		-1.3	-1.3
Eccentricità trave 5 (rispetto baricentro)	[m]			0.0
Eccentricità trave 6 (rispetto baricentro)	[m]			0.0



Reazione verticale per carico verticale per appoggio [kN]		425.6	348.5
Reazione verticale massima per eccentricità (+ o -) [kN]		315.0	427.6

Reazione totale per appoggio massima [kN]		1358.3	1393.7
Reazione totale per appoggio minima [kN]		728.2	538.6

gamma SLU permanenti		1.35	1.35
gamma SLU mobili		1.35	1.35

Reazione totale per appoggio massima SLU [kN]		1833.7	1881.5
Reazione totale per appoggio minima SLU [kN]		983.1	727.1

gamma SLE permanenti rara		1.00	1.00
gamma SLE mobili rara		1.00	1.00

Reazione totale per appoggio massima SLE [kN]		1358.3	1393.7
Reazione totale per appoggio minima SLE [kN]		728.2	538.6

gamma SLE permanenti sisma		1.00	1.00
gamma SLE mobili sisma		0.00	0.00

Reazione totale per appoggio massima SLE [kN]		617.6	617.6
Reazione totale per appoggio minima SLE [kN]		617.6	617.6

Le risultanti sul piano appoggi dei carichi trasmessi dall'impalcato sono dunque le seguenti:

	N [kN]	H <sub>l</sub> [kN]	H <sub>t</sub> [kN]	M <sub>t</sub> [kNm]
Peso impalcato	244.0	0	0	0.0
Ritiro	0	0	0	0
Gradiente termico	0	0	0	0
Accidentali max N	170.0	0	0	265.0
Accidentali max M <sub>t</sub>	139.6	0	0	359.0
Vento	0	0	41.0	90.0

## 7.1.2 Azioni dinamiche

Le azioni sismiche allo quota appoggi sono:

### Sisma longitudinale

Forza  
longitudinale H<sub>l</sub> 140.90 t

### Sisma trasversale

Relazione di calcolo sottostrutture

---

Forza trasversale  
 $H_t$  110.50 t

**Sisma verticale**

Forza verticale  
 $\Delta N$  25.50 t

## 7.2 PROGETTO E VERIFICA SPALLA

### 7.2.1 Geometria

Si riportano di seguito prospetti, piante e sezioni afferenti alla pila oggetto di studio.

Il paramento ha altezza pari a 7 m mentre il paraghiaia ha un'altezza variabile perché l'impalcato è in pendenza trasversale, nelle verifiche si assume che l'altezza di calcolo del paraghiaia sia pari all'altezza media che è 2.0 m. Cautelativamente si assume che il paramento abbia altezza pari a 8.0 m.

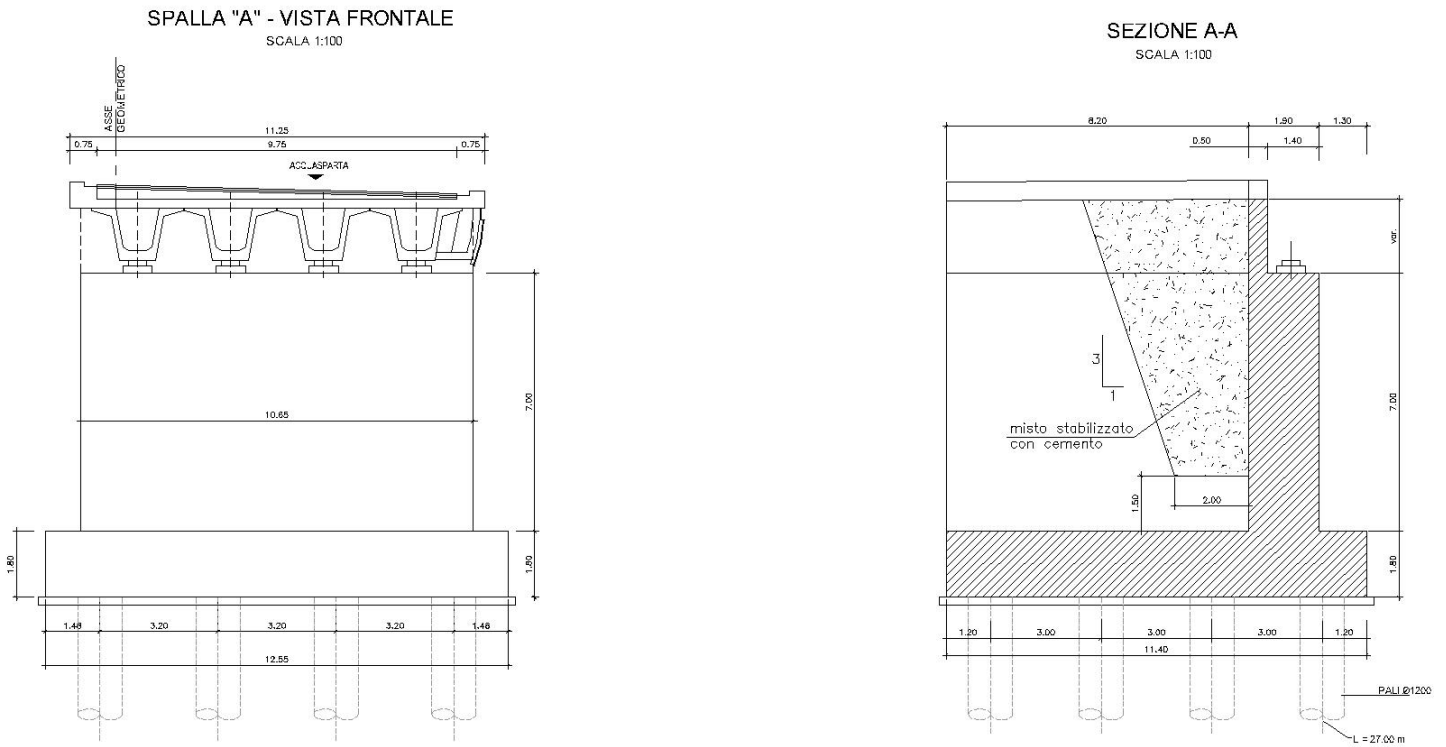


Figura 7-1: prospetto e sezione spalla.

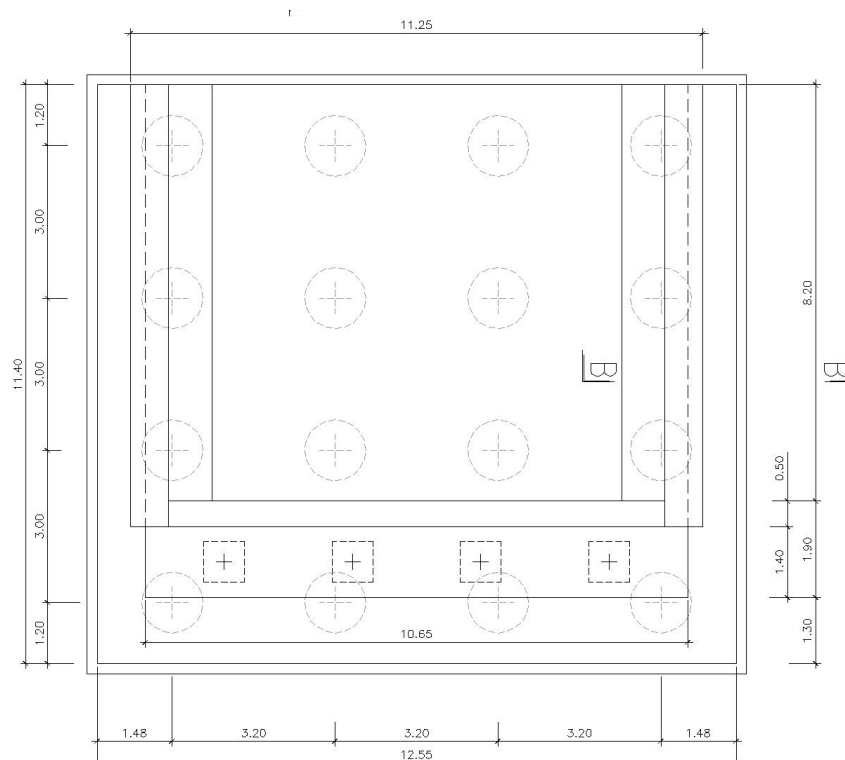


Figura 7-2: pianta fondazione.

#### Platea di fondazione

Si indica con  $B_{ip}$  la larghezza longitudinale (secondo l'asse viario) della platea e con  $B_{tp}$  la sua larghezza trasversale;  $H_p$  è lo spessore della platea;  $S_p$  è la sporgenza della platea oltre il muro frontale.

Infine si indica con  $e_t$  la distanza trasversale tra l'asse del viadotto e l'asse longitudinale della platea;

tale distanza è positiva se l'asse platea è spostato a dx rispetto all'asse viadotto.

$B_{ip}$ (m)	$B_{tp}$ (m)	$H_p$ (m)	$S_p$ (m)
11.40	12.55	1.80	1.20

$e_t$ (m)
0.00

#### Muro frontale

Si indica con  $B_{lm}$  la larghezza longitudinale (secondo l'asse viario) e con  $B_{tm}$  la larghezza trasversale del muro;  $H_m$  è l'altezza del muro.

$B_{lm}$ (m)	$B_{tm}$ (m)	$H_m$ (m)
1.90	10.65	8.00

#### Paraghiaia

Si indica con  $B_{lpar}$  lo spessore del muro paraghiaia, con  $B_{tpar}$  la larghezza trasversale del muro e con  $H_{par}$  l'altezza del muro paraghiaia al di sopra del muro frontale.

$B_{lpar}$ (m)	$B_{tpar}$ (m)	$H_{par}$ (m)
0.50	10.65	2.00

*Muri di risvolto*

Si indica con  $L_r$  la lunghezza del muro, con  $H_r$  la sua altezza, con  $Spt_r$  lo spessore in testa muro e con  $Pend_r$  la pendenza della parete posteriore del muro.

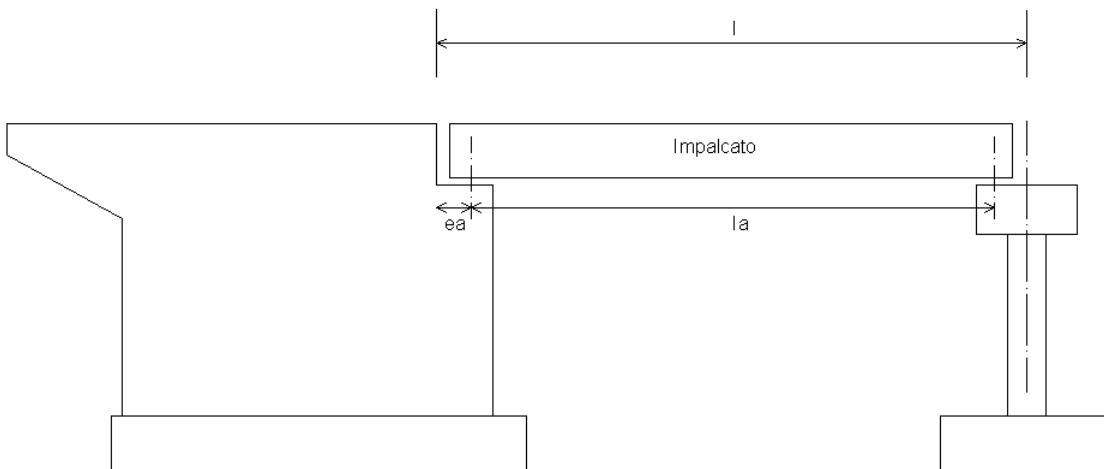
$Spt_r$ (m)	$L_r$ (m)	$H_r$ (m)
0.80	8.20	10.00

Si assume come sistema di riferimento un sistema cartesiano con l'asse y secondo la direzione trasversale dell'impalcato da sx a dx, guardando l'impalcato avendo la spalla dietro le spalle, l'asse x secondo la direzione longitudinale dell'impalcato, con il verso che va dalla spalla all'impalcato e l'asse z orientato verso il basso.

Si adotta la convenzione di indicare i momenti positivi se antiorari.

I parametri maggiormente significativi della campata in esame sono i seguenti :

Interasse pila - spalla (lunghezza campata)	$l =$	30.00	(m)
Interasse appoggi campata	$l_a =$	29.50	(m)
Eccentricità longitudinale asse appoggi	$ea =$	0.65	(m)



**GEOMETRIA PALIFICATA**

Numero totale di pali della zattera 16

**Coordinate pali rispetto al baricentro della zattera**

Pali	X (m)	Y (m)
1	4.50	11.20
2	4.50	8.00
3	4.50	4.80
4	4.50	1.60
5	1.50	-1.60
6	1.50	-4.80
7	1.50	-8.00
8	1.50	-11.20
9	-1.50	11.20
10	-1.50	8.00
11	-1.50	4.80
12	-1.50	1.60
13	-4.50	-1.60
14	-4.50	-4.80
15	-4.50	-8.00
16	-4.50	-11.20

**7.2.2 Combinazioni di carico**
**Stato limite ultimo**

$\bar{\psi}$  Coefficienti moltiplicativi che tengono conto della non contemporaneità delle varie azioni variabili trasmesse dall'impalcato alla spalla

**TABELLA 5.1.VI- Coefficienti  $\bar{\psi}$  per azioni variabili (SLU) - impalcato (Testo unico)**

	Coeff. $\bar{\psi}$		
	$\bar{\psi}_0$	$\bar{\psi}_1$	$\bar{\psi}_2$
Accidentali - frenamento	0.75	0.75	0
Vento ponte scarico	0.6	0.2	0

Relazione di calcolo sottostrutture

Vento ponte carico	0.6	--	--
Temperatura	0.6	0.6	0.5

TABELLA 5.2.V - Coefficienti parziali relativi alle azioni (SLU) - Impalcato (Testo unico)

Parametro		Coeff. parziali $\gamma_f$	
		A1	A2
Permanente sfavorevole	G-	1.35	1.00
	Permanente favorevole	G+	1.00
Variabile sfavorevole Q-	accidentali	1.35	1.15
	vento	1.50	1.30
	ritiro, ...	1.20	1.00
Variabile favorevole Q+	accidentali	0.00	0.00
	vento	0.00	0.00
	ritiro, ...	0.00	0.00

TABELLA 6.2.I - Coefficienti parziali relativi alle azioni (SLU) - Terreno (Testo unico)

Parametro		Coeff. parziali $\gamma_f$	
		A1	A2
Permanente sfavorevole	G-	1.40	1.00
	Permanente favorevole	G+	1.00
Variabile sfavorevole	Q-	1.50	1.30
Variabile favorevole	Q+	0.00	0.00

TABELLA 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri del terreno (Testo unico)

Parametro		Coeff. parziali $\gamma_m$	
		M1	M2
Tan. angolo attrito interno	$\tan \phi'_k$	1.00	1.25
Coazione efficace	$c'_k$	1.00	1.25
Coazione non drenata	$c_{uk}$	1.00	1.40
Peso unità di volume	$\gamma$	1.00	1.00

TABELLA 6.4.I - Coefficienti parziali per fondazioni superficiali (Testo unico)

Parametro	Coeff. parziali $\gamma_r$		
	R1	R2	R3
Capacità portante	1.00	1.80	2.30
Scorrimento	1.00	1.10	1.10



*Direzione Progettazione e  
Realizzazione Lavori*

STRADA DELLE TRE VALLI UMBRE  
Tratto Eggi-Acquasparta – 1° Stralcio Baiano-Firenzuola

**PROGETTO DEFINITIVO**

---

Relazione di calcolo sottostrutture

---

Stabilità globale | -- | 1.10 | -- |



**AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO IN CONDIZIONI DI SISMA**

**### SISMA TRASVERSALE**

Si indica con  $h_{bar,p}$  l'altezza del baricentro dei carichi permanenti (punto dove risulta applicata la forza sismica orizzontale) rispetto alla quota degli appoggi

Orizzont.			Vert.
$H_{s,t}$ (t)	$h_{bar,p}$	$M_{s,t}$ (t*m)	$\Delta N_{s,t}$ (t)
110.50	1.15	127.08	25.50

**### SISMA LONGITUDINALE**

Il punto di applicazione della forza sulla spalla è posto ad un'altezza rispetto agli appoggi pari a  $h_{sism,l}$

Orizzont.			Vert.
$H_{s,l}$ (t)	$h_{sism,l}$	$M_{s,l}$ (t*m)	$\Delta N_{s,t}$ (t)
140.90	0.00	0.00	25.50

Si riassumono di seguito le sollecitazioni trasmesse dall'impalcato alla spalla (azioni a quota appoggi e in asse impalcato)

			N t	$H_l$ t	$H_t$ t	$M_l$ t*m	$M_t$ t*m
Esercizio	Permanenti	g1+g2	244.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	Carichi mobili max N	q1+q2	170.0	0.0	0.0	0.0	265.0
	Carichi mobili max $M_t$	q1+q2	139.6	0.0	0.0	0.0	359.0
	Frenamento	q3	0.0	45.0	0.0	0.0	0.0
	Vento impalcato scarico	q5	0.0	0.0	41.0	0.0	90.0
	Vento impalcato carico	q5	0.0	0.0	41.0	0.0	90.0
	Resistenze parassite vincoli	q7	0.0	4.5	0.0	0.0	0.0
Sisma	Sisma longitudinale	q6	0.0	140.9	0.0	0.0	0.0
	Sisma trasversale	q6	0.0	0.0	110.5	0.0	127.1
	Sisma verticale	q6	25.5	0.0	0.0	0.0	0.0
	Sisma verticale -	q6	-25.5	0.0	0.0	0.0	0.0

### 7.2.3 Spinte del terrapieno

#### AZIONI TRASMESSE DAL TERRENO IN CONDIZIONI NORMALI

Per il calcolo delle azioni trasmesse dal terreno si assume un peso specifico del terreno  $\gamma_t$ , un angolo di attrito interno  $\phi'$  e un angolo di attrito muro-terreno  $\delta$  pari a:

$\gamma_t = 1.80 \text{ t/m}^3$        $\phi' = 35^\circ$        $\delta = 20^\circ$

Si calcola poi il coeff. di spinta attiva  $K_a$  dalla relazione di Mononobe e Okabe (componente orizzontale)

$K_a = 0.230$

Si assume inoltre che il terreno al di sopra della platea di fondazione della spalla sia gravato da un sovraccarico  $q_s$  pari a:

$q_s = 2.00 \text{ t/m}^2$

#### AZIONI VERTICALI

Le azioni trasmesse dal terreno alla spalla sono date dal peso del terreno al di sopra della platea,  $Q_t$ , dal peso del sovraccarico agente su quest'ultimo,  $Q_s$ , e dalla componente verticale della spinta attiva, che qui si trascura a favore di sicurezza (ha un effetto stabilizzante nei confronti del ribaltamento).

Ricordando che si indica con  $B_{lp}$  la larghezza longitudinale (secondo l'asse viario) della platea, con  $B_{tp}$  la sua larghezza trasversale, con  $S_p$  la sporgenza della platea oltre il muro frontale, con  $B_{lm,sup}$  lo spessore del muro frontale e con  $H_{m+par}$  l'altezza del muro frontale+paraghiaia, con  $S_{pt,r}$ ,  $Pend.r$  e  $H_r$  lo spessore, l'inclinazione posteriore e l'altezza dei muri di risvolto, si ha, con  $e_{Qt}$  ed  $e_{Qs}$  le eccentricità dei carichi  $Q_t$  e  $Q_s$  rispetto al filo anteriore della platea di fondazione:

$B_{lp}$ (m)	$B_{tp}$ (m)	$S_p$ (m)	$B_{lm,sup}$ (m)	$H_{m+par}$ (m)	$S_{pt,r}$ (m)
11.40	12.55	1.20	1.90	10.00	0.80

$Q_t$ (t)	$Q_s$ (t)	$e_{Qt}$ (m)	$e_{Qs}$ (m)
1 635.93	181.77	7.25	7.25

#### AZIONI ORIZZONTALI

Le azioni trasmesse dal terreno alla spalla sono la spinta attiva del terreno a tergo della spalla dovuta al peso del terreno  $\gamma_t$  e al sovraccarico  $q_s$ :

Indicando con  $S_{a,t}$  e  $S_{a,s}$  le forze orizzontali dovute al peso del terreno e al sovraccarico,

e con  $e_{Sa,t}$  e  $e_{Sa,s}$  le eccentricità di tali forze rispetto all'intradosso della platea di fondazione, si ha (con  $H_p$  spessore della platea):

<b><math>B_{tp}</math> (m)</b>	<b><math>H_p</math> (m)</b>	<b><math>H_{m+par}</math> (m)</b>	<b><math>S_{a,t}</math> (t)</b>	<b><math>S_{a,s}</math> (t)</b>	<b><math>e_{Sa,t}</math> (m)</b>	<b><math>e_{Sa,s}</math> (m)</b>
12.55	1.80	10.00	362.12	68.20	3.93	5.90

Riassumendo le varie azioni trasmesse dal terreno alla spalla, sia in condizioni normali che di sisma, considerate agenti sul filo anteriore della fondazione, si ha:

<i>Az. progetto</i>	<b>N (t)</b>	<b><math>H_l</math> (t)</b>	<b><math>H_t</math> (t)</b>	<b><math>M_l</math> (t*m)</b>	<b><math>M_t</math> (t*m)</b>
Peso terreno sopra platea	1 635.93	0.00	0.00	11 860.49	0.00
Peso sovraccarico	181.77	0.00	0.00	1 317.83	0.00
Spinta attiva terreno	0.00	362.12	0.00	-1 424.36	0.00
Spinta per carico acc.	0.00	68.20	0.00	-402.36	0.00

## 7.2.4 Sintesi azioni (A1+M1)

TABELLA 7.2.1 - Coefficienti parziali per i parametri del terreno

Parametro		Coeff. parziali $\gamma_m$	
		M1	M2
Tan. angolo attrito interno	$\tan \phi'_k$	1.00	1.25
Coesione efficace	$c'_k$	1.00	1.25
Coesione non drenata	$c_{uk}$	1.00	1.40
Peso unità di volume	$\gamma$	1.00	1.00

### AZIONI TRASMESSE DAL TERRENO IN CONDIZIONI NORMALI

Per la condizione di carico M1 i valori di  $\tan \phi'_k$  e  $\gamma_t$  devono essere divisi per i coeff. parziali indicati nella tabella 7.2.1 del D.M.14/09/2005

Per il calcolo delle azioni trasmesse dal terreno si assume dunque un peso specifico del terreno  $\gamma_t$ , un angolo di attrito interno  $\phi'$  e un angolo di attrito muro-terreno  $\delta$  pari a:

$\gamma_t = 1.80 \text{ t/m}^3$        $\phi' = 35^\circ$        $\delta = 20^\circ$

Si calcola poi il coeff. di spinta attiva  $K_a$  dalla relazione di Mononobe e Okabe (componente orizzontale)

$K_a = 0.230$

Si assume inoltre che il terreno al di sopra della platea di fondazione della spalla sia gravato da un sovraccarico  $q_s$  pari a:

$q_s = 2.00 \text{ t/m}^2$

### AZIONI VERTICALI

Indicando con  $Q_t$  il peso del terreno al di sopra della platea, con  $Q_s$  il peso del sovraccarico agente sul terreno e con  $e_{Qt}$  ed  $e_{Qs}$  le eccentricità dei carichi  $Q_t$  e  $Q_s$  rispetto al filo anteriore della platea di fondazione, risulta:

$B_{lp}$ (m)	$B_{tp}$ (m)	$S_p$ (m)	$B_{lm,sup}$ (m)	$H_{m+par}$ (m)	$S_{pt}$ (m)
11.40	12.55	1.20	1.90	10.00	0.80

$Q_t$ (t)	$Q_s$ (t)	$e_{Qt}$ (m)	$e_{Qs}$ (m)
1 635.93	181.77	7.25	7.25

□

Per la componente verticale della spinta attiva in esercizio risulta

$S_{av,t}$ (t)	$S_{av,s}$ (t)	$e_{sav,t}$ (m)	$e_{sav,s}$ (m)
131.80	24.82	11.40	11.40

**AZIONI ORIZZONTALI**

Indicando con  $S_{a,t}$  e  $S_{a,s}$  la spinta attiva dovute al peso del terreno e al sovraccarico, e con  $e_{sa,t}$  e  $e_{sa,s}$  le eccentricità di tali forze rispetto all'intradosso della platea di fondazione, si ha:

$B_{tp}$ (m)	$H_p$ (m)	$H_{m+par}$ (m)	$S_{a,t}$ (t)	$S_{a,s}$ (t)	$e_{sa,t}$ (m)	$e_{sa,s}$ (m)
12.55	1.80	10.00	362.12	68.20	3.93	5.90

**AZIONI TRASMESSE DAL TERRENO IN CONDIZIONI DI SISMA**

L'azione sismica viene rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali date dal prodotto delle forze di gravità per un coefficiente sismico (analisi pseudo-statica, Eurocodice parte 5, punto 7.3.2)

Accelerazione al bedrock $a_g$	2.443	$m/s^2$
$F_0$	2.401	
$T_c^*$	0.328	s
Coeff. amplificazione topografica $c_t$	1	
Categoria suolo di fondazione	D	

**Sisma orizzontale**

$S_s$	1.503
Coeff. S	1.5032265
$K_h = a_g/g * S =$	0.3743

**Sisma verticale**

$S_s$	1.000
Coeff. S	1
$K_v = a_g/g * S =$	0.2490

### SISMA LONGITUDINALE

Relazione di calcolo sottostrutture

In caso di sisma longitudinale orizzontale si ha incremento di spinta sismico del terreno portato.

Il coeff. di spinta attiva in condizioni sismiche  $K_{a,s}$ , si calcola, come prescritto dall'Eurocodice parte 5, attraverso la formula di Mononobe e Okabe.

Riassumendo

<input type="checkbox"/>	$\phi' =$	35°	$\delta =$	20°
<input type="checkbox"/>	$\theta^+$ sisma		$\theta^-$ sisma	
<input type="checkbox"/>	incr. pesi=	17°	decr. pesi=	26°
<input type="checkbox"/>				

Si calcola poi il coeff. di spinta attiva in condizioni sismiche  $K_{a,s}$  (componente orizzontale)

$K_{a,s} =$	0.383	sisma incremento pesi
$K_{a,s} =$	0.542	sisma decremento pesi

da cui si calcola l'incremento di spinta del terreno durante il sisma  $\Delta S_{a,t}$ .

Ricordando

$B_{tp}$ (m)	$H_p$ (m)	$H_m$ (m)	$H_{par}$ (m)
12.55	1.80	8.00	2.00

$\Delta S_{a,t}$ (t)	$e_{sa,t}$ (t*m)	$\Delta M_{sa,t}$ (t*m)
390.91	5.90	-2306.36

sisma  
incremento pesi

$\Delta S_{a,t}$ (t)	$e_{sa,t}$ (t*m)	$\Delta M_{sa,t}$ (t*m)
278.42	5.90	-1642.66

sisma  
decremento pesi

Si ha inoltre la forza d'inerzia  $F_{iQt}$  che si trasmette per attrito alla platea di fondazione,

e la forza d'inerzia verticale  $\Delta Q_{s,t}$ , derivanti dal terreno al di sopra della platea di fondazione.

orizzontale			verticale
$F_{iQt}$ (t)	$e_{FiQt}$ (m)	$M_{FiQt}$ (t*m)	$\Delta Q_{s,l}$ (t)
612.33	6.80	-4163.87	407.35

### ### SISMA TRASVERSALE

In caso di sisma trasversale non si ha incremento sismico di spinta sul terreno

portato. Sono presenti invece la forza d'inerzia  $F_{iQt}$  orizzontale e la forza d'inerzia verticale  $\Delta Q_{s,t}$  derivanti dal terreno al di sopra della platea di fondazione.

orizzontale			verticale
$F_{iQt}$ (t)	$e_{FiQt}$ (m)	$M_{FiQt}$ (t*m)	$\Delta Q_{s,t}$ (t)
612.33	6.80	4163.87	407.35

Riassumendo le varie azioni trasmesse dal terreno alla spalla, sia in condizioni normali che di sisma, considerate agenti sul filo anteriore della fondazione, si ha:

Az. progetto	N (t)	H <sub>l</sub> (t)	H <sub>t</sub> (t)	M <sub>l</sub> (t*m)	M <sub>t</sub> (t*m)
Peso terreno sopra platea	1 635.93	0.00	0.00	11 860.49	0.00
Peso sovraccarico	181.77	0.00	0.00	1 317.83	0.00
Spinta attiva terreno	131.80	362.12	0.00	78.19	0.00
Spinta per carico acc.	24.82	68.20	0.00	-119.39	0.00
Sisma long. orizz.incr. peso	0.00	1 003.24	0.00	-6 470.23	0.00
Sisma long. orizz.decr. peso	0.00	890.75	0.00	-5 806.53	0.00
Sisma trasv. orizzontale	0.00	0.00	612.33	0.00	4 163.87
Sisma vert. incr. peso	407.35	0.00	0.00	2 953.26	0.00
Sisma vert. decr. peso	-407.35	0.00	0.00	-2 953.26	0.00

## 7.2.5 Sintesi azioni (A2+M2)

TABELLA 7.2.1 - Coefficienti parziali per i parametri del terreno

Parametro		Coeff. parziali $\gamma_m$	
		M1	M2
Tan. angolo attrito interno	$\tan \phi'_k$	1.00	1.25
Coesione efficace	$c'_k$	1.00	1.25
Coesione non drenata	$c_{uk}$	1.00	1.40
Peso unità di volume	$\gamma$	1.00	1.00

### AZIONI TRASMESSE DAL TERRENO IN CONDIZIONI NORMALI

Per la condizione di carico M2 i valori di  $\tan \phi'_k$  e  $\gamma_t$  devono essere divisi per i coeff. parziali indicati nella tabella 7.2.1 del D.M.14/09/2005

Per il calcolo delle azioni trasmesse dal terreno si assume dunque un peso specifico del terreno  $\gamma_t$ , un angolo di attrito interno  $\phi'$  e un angolo di attrito muro-terreno  $\delta$  pari a:

$\gamma_t = 1.80 \text{ t/m}^3$        $\phi' = 29^\circ$        $\delta = 17^\circ$

Si calcola poi il coeff. di spinta attiva  $K_a$  dalla relazione di Mononobe e Okabe (componente orizzontale)

$K_a = 0.295$

Si assume inoltre che il terreno al di sopra della platea di fondazione della spalla sia gravato da un sovraccarico  $q_s$  pari a:

$q_s = 2.00 \text{ t/m}^2$

### AZIONI VERTICALI

Indicando con  $Q_t$  il peso del terreno al di sopra della platea, con  $Q_s$  il peso del sovraccarico agente sul terreno e con  $e_{Qt}$  ed  $e_{Qs}$  le eccentricità dei carichi  $Q_t$  e  $Q_s$  rispetto al filo anteriore della platea di fondazione, risulta:

$B_{lp}$ (m)	$B_{tp}$ (m)	$S_p$ (m)	$B_{lm,sup}$ (m)	$H_{m+par}$ (m)	$Spt_r$ (m)
11.40	12.55	1.20	1.90	10.00	0.80

$Q_t$ (t)	$Q_s$ (t)	$e_{Qt}$ (m)	$e_{Qs}$ (m)



1 635.93	181.77	7.25	7.25
----------	--------	------	------

□ Per la componente verticale della spinta attiva in esercizio risulta

$S_{av,t}$ (t)	$S_{av,s}$ (t)	$e_{Sav,t}$ (m)	$e_{Sav,s}$ (m)
139.45	26.26	11.40	11.40

**AZIONI ORIZZONTALI**

Indicando con  $S_{a,t}$  e  $S_{a,s}$  la spinta attiva dovute al peso del terreno e al sovraccarico, e con  $e_{S_{a,t}}$  e  $e_{S_{a,s}}$  le eccentricità di tali forze rispetto all'intradosso della platea di fondazione, si ha:

$B_{tp}$ (m)	$H_p$ (m)	$H_{m+par}$ (m)	$S_{a,t}$ (t)	$S_{a,s}$ (t)	$e_{S_{a,t}}$ (m)	$e_{S_{a,s}}$ (m)
12.55	1.80	10.00	464.28	87.44	3.93	5.90

**AZIONI TRASMESSE DAL TERRENO IN CONDIZIONI DI SISMA**

□ Riassumendo per i coeff. sismici risulta:

$$K_h = 0.3743$$

$$K_v = 0.2490$$

**### SISMA LONGITUDINALE**

In caso di sisma longitudinale orizzontale si ha incremento di spinta sismico del terreno portato.

Il coeff. di spinta attiva in condizioni sismiche  $K_{a,s}$ , si calcola, come prescritto dall'Eurocodice parte 5, attraverso la formula di Mononobe e Okabe.

Riassumendo

□	$\phi' =$	29°	$\delta =$	17°
□	$\theta^+$ sisma incr.		$\theta^-$ sisma decr.	
□	pesi =	17°	pesi =	26°
□				

□ Si calcola poi il coeff. di spinta attiva in condizioni sismiche  $K_{a,s}$  (componente orizzontale)

$$K_{a,s} = 0.484 \quad \text{sisma incremento pesi}$$

$$K_{a,s} = 0.751 \quad \text{sisma decremento pesi}$$

da cui si calcola l'incremento di spinta del terreno durante il sisma  $\Delta S_{a,t}$ .

Ricordando

$B_{tp}$ (m)	$H_p$ (m)	$H_m$ (m)	$H_{par}$ (m)
12.55	1.80	8.00	2.00

$\Delta S_{a,t}$ (t)	$e_{Sa,t}$ (t*m)	$\Delta M_{Sa,t}$ (t*m)
487.00	5.90	2873.30

sisma  
pesi      incremento

$\Delta S_{a,t}$ (t)	$e_{Sa,t}$ (t*m)	$\Delta M_{Sa,t}$ (t*m)
423.04	5.90	2495.94

sisma  
pesi      decremento

Si ha inoltre la forza d'inerzia  $F_{iQt}$  che si trasmette per attrito alla platea di fondazione, e la forza d'inerzia verticale  $\Delta Q_{s,t}$ , derivanti dal terreno al di sopra della platea di fondazione.

□

orizzontale			verticale
$F_{iQt}$ (t)	$e_{FiQt}$ (m)	$M_{FiQt}$ (t*m)	$\Delta Q_{s,t}$ (t)
612.33	6.80	4163.87	407.35

□

□

### ### SISMA TRASVERSALE

In caso di sisma trasversale non si ha incremento sismico di spinta sul terreno portato. Sono presenti invece la forza d'inerzia  $F_{iQt}$  orizzontale e la forza d'inerzia verticale  $\Delta Q_{s,t}$  derivanti dal terreno al di sopra della platea di fondazione.

orizzontale			verticale
$F_{iQt}$ (t)	$e_{FiQt}$ (m)	$M_{FiQt}$ (t*m)	$\Delta Q_{s,t}$ (t)
612.33	6.80	4163.87	407.35

Riassumendo le varie azioni trasmesse dal terreno alla spalla, sia in condizioni normali che di sisma, considerate agenti sul filo anteriore della fondazione, si ha:

Az. progetto	$N$ (t)	$H_i$ (t)	$H_t$ (t)	$M_i$ (t*m)	$M_t$ (t*m)
Peso terreno sopra platea	1 635.93	0.00	0.00	11 860.49	0.00
Peso sovraccarico	181.77	0.00	0.00	1 317.83	0.00
Spinta attiva terreno	139.45	464.28	0.00	-236.47	0.00

## Relazione di calcolo sottostrutture

Spinta per carico acc.	26.26	87.44	0.00	-216.49	0.00
Sisma long. orizz.incr. peso	0.00	1 099.33	0.00	-7 037.17	0.00
Sisma long. orizz.decr. peso	0.00	1 035.37	0.00	-6 659.81	0.00
Sisma trasv. orizzontale	0.00	0.00	612.33	0.00	4 163.87
Sisma vert. incr. peso	407.35	0.00	0.00	2 953.26	0.00
Sisma vert. decr. peso	-	0.00	0.00	-2 953.26	0.00

**AZIONI VERTICALI**

Indicando con  $Q_t$  il peso del terreno al di sopra della platea, con  $Q_s$  il peso del sovraccarico agente sul terreno e con  $e_{Qt}$  ed  $e_{Qs}$  le eccentricità dei carichi  $Q_t$  e  $Q_s$  rispetto al filo anteriore della platea di fondazione, risulta:

$B_{Ip}$ (m)	$B_{tp}$ (m)	$S_p$ (m)	$B_{Im,sup}$ (m)	$H_{m+par}$ (m)	$S_{pt}$ (m)
11.40	25.80	1.20	1.90	10.00	0.80

$Q_t$ (t)	$Q_s$ (t)	$e_{Qt}$ (m)	$e_{Qs}$ (m)
3			
61			
5.4			
8	401.72	7.25	7.25

Per la componente verticale della spinta attiva in esercizio risulta

$S_{av,t}$ (t)	$S_{av,s}$ (t)	$e_{Sav,t}$ (m)	$e_{Sav,s}$ (m)
286.67	53.99	11.40	11.40

**AZIONI ORIZZONTALI**

Indicando con  $S_{a,t}$  e  $S_{a,s}$  la spinta attiva dovute al peso del terreno e al sovraccarico, e con  $e_{Sa,t}$  e  $e_{Sa,s}$  le eccentricità di tali forze rispetto all'intradosso della platea di fondazione, si ha:

$B_{tp}$ (m)	$H_p$ (m)	$H_{m+par}$ (m)	$S_{a,t}$ (t)	$S_{a,s}$ (t)	$e_{Sa,t}$ (m)	$e_{Sa,s}$ (m)
25.80	1.80	10.00	954.46	179.75	3.93	5.90

**AZIONI TRASMESSE DAL TERRENO IN CONDIZIONI DI SISMA**

Riassumendo per i coeff. sismici risulta:

$$K_h = 0.3743$$

$$K_v = 0.2490$$

### ### SISMA LONGITUDINALE

In caso di sisma longitudinale orizzontale si ha incremento di spinta sismico del terreno portato.

Il coeff. di spinta attiva in condizioni sismiche  $K_{a,s}$ , si calcola, come prescritto dall'Eurocodice parte 5, attraverso la formula di Mononobe e Okabe.

Riassumendo

$$\phi' = 29^\circ \qquad \delta = 17^\circ$$

$$\theta^+ \text{ sisma incr. pesi} = 17^\circ \qquad \theta^- \text{ sisma decr. pesi} = 26^\circ$$

Si calcola poi il coeff. di spinta attiva in condizioni sismiche  $K_{a,s}$  (componente orizzontale)

$$K_{a,s} = 0.484$$

$$K_{a,s} = 0.751$$

da cui si calcola l'incremento di spinta del terreno durante il sisma  $\Delta S_{a,t}$ .

Ricordando

$B_{tp}$ (m)	$H_p$ (m)	$H_m$ (m)	$H_{par}$ (m)
25.80	1.80	8.00	2.00

$\Delta S_{a,t}$ (t)	$e_{Sa,t}$ (t*m)	$\Delta M_{Sa,t}$ (t*m)
1001.16	5.90	-5906.86

$\Delta S_{a,t}$ (t)	$e_{Sa,t}$ (t*m)	$\Delta M_{Sa,t}$ (t*m)
869.68	5.90	-5131.09

Si ha inoltre la forza d'inerzia  $F_{iQt}$  che si trasmette per attrito alla platea di fondazione, e la forza d'inerzia verticale  $\Delta Q_{s,t}$ , derivanti dal terreno al di sopra della platea di fondazione.

orizzontale			verticale
$F_{iQt}$ (t)	$e_{FiQt}$ (m)	$M_{FiQt}$ (t*m)	$\Delta Q_{s,t}$ (t)
1353.29	6.80	-9202.35	900.25

### ### SISMA TRASVERSALE

In caso di sisma trasversale non si ha incremento sismico di spinta sul terreno

portato. Sono presenti invece la forza d'inerzia  $F_{iQt}$  orizzontale e la forza d'inerzia verticale  $\Delta Q_{s,t}$  derivanti dal terreno al di sopra della platea di fondazione.

orizzontale			verticale
$F_{iQt}$ (t)	$e_{FiQt}$ (m)	$M_{FiQt}$ (t*m)	$\Delta Q_{s,t}$ (t)
1353.29	6.80	9202.35	900.25

Riassumendo le varie azioni trasmesse dal terreno alla spalla, sia in condizioni normali che di sisma, considerate agenti sul filo anteriore della fondazione, si ha:

Az. progetto	N (t)	$H_l$ (t)	$H_t$ (t)	$M_l$ (t*m)	$M_t$ (t*m)
Peso terreno sopra platea	3 615.48	0.00	0.00	26 212.23	0.00
Peso sovraccarico	401.72	0.00	0.00	2 912.47	0.00
Spinta attiva terreno	286.67	954.46	0.00	-486.13	0.00
Spinta per carico acc.	53.99	179.75	0.00	-445.05	0.00
Sisma long. orizz.incr. peso	0.00	2 354.45	0.00	-15 109.21	0.00
Sisma long. orizz.decr. peso	0.00	2 222.96	0.00	-14 333.44	0.00
Sisma trasv. orizzontale	0.00	0.00	1 353.29	0.00	9 202.35
Sisma vert. incr. peso	900.25	0.00	0.00	6 526.85	0.00
Sisma vert. decr. peso	-900.25	0.00	0.00	-6 526.85	0.00

### 7.2.6 Verifica di resistenza della spalla

Le azioni per la verifica della spalla (muro frontale) sono mostrate di seguito; in particolare la verifica a pressoflessione risulta soddisfatta con  $\varnothing 26/15$ . La verifica è consegnata alle figure seguenti.

#### Muro frontale

Altezza sezione	190	cm
Larghezza sezione	2 350	cm
Copriferro armatura compressa	5	cm
Copriferro armatura tesa	5	cm
Area armatura compressa	283	cm <sup>2</sup>
Area armatura tesa	283	cm <sup>2</sup>
Rck calcestruzzo	400	kg/cm <sup>2</sup>
Modulo elastico caratteristico acciaio	2 000 060	kg/cm <sup>2</sup>
Tensione caratt. snervamento acciaio	4 400	kg/cm <sup>2</sup>

Azioni al baricentro della sezione di spiccatto del muro

Momenti longitudinali positivi se ribaltanti

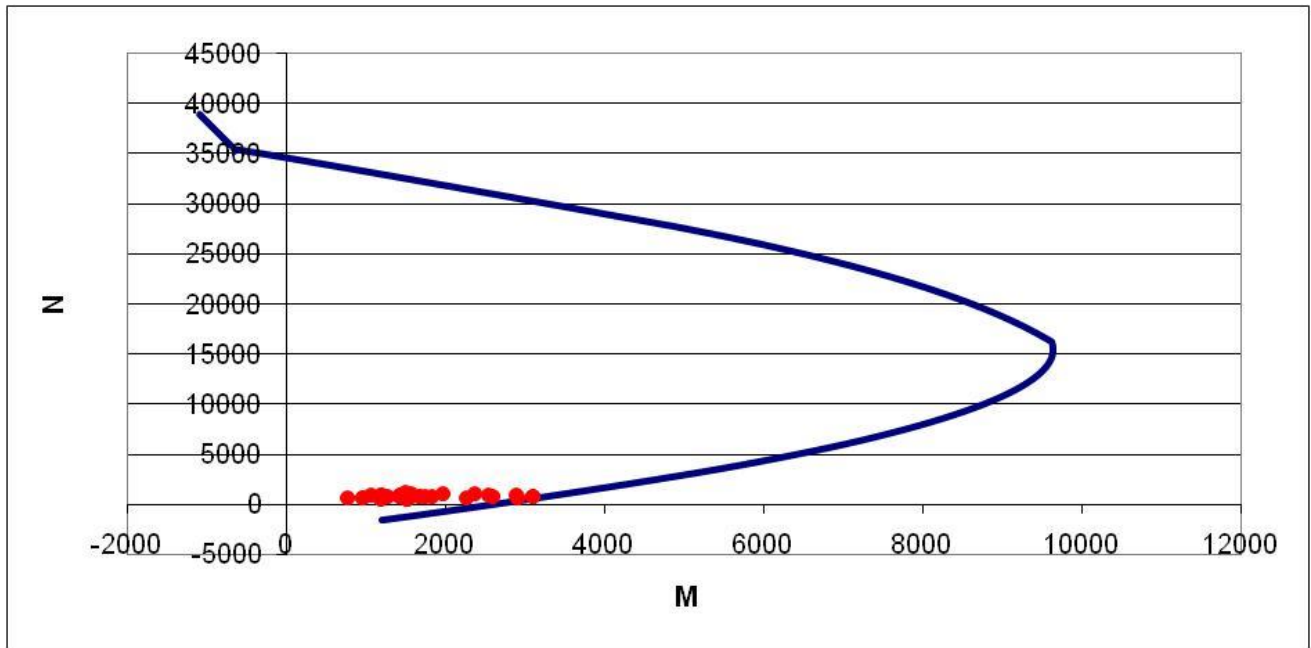
Coeff. sicurezza  $\eta$  a eccentricità costante (per la verifica a pressoflessione deve essere  $\Rightarrow 1$ )

**Eccentricità rottura bilanciata**    0.592    m

	Comb	N	M <sub>i</sub>	C.s.	Eccen	Tipo	- sfavorevole favorevole +
		t	t*m	$\eta$ $\geq 1$	tr. m	rottura	
Esercizio	1	1 162.8	1 509.3	4.20	1.298	Duttile	A1+M1
	2	1 121.7	1 501.1	4.10	1.338	Duttile	A1+M1
	3	904.8	1 205.4	5.13	1.332	Duttile	A1+M1
	4	863.8	1 197.2	4.97	1.386	Duttile	A1+M1
	5	870.8	1 442.7	3.52	1.657	Duttile	A2+M2
	6	835.9	1 435.7	3.44	1.718	Duttile	A2+M2
	7	870.8	1 442.7	3.52	1.657	Duttile	A2+M2
	8	835.9	1 435.7	3.44	1.718	Duttile	A2+M2
	9	1 105.4	2 377.6	1.78	2.151	Duttile	A1+M1
	10	1 074.6	1 977.1	2.37	1.840	Duttile	A1+M1
	11	847.5	1 679.4	2.65	1.982	Duttile	A1+M1
	12	816.7	1 673.3	2.60	2.049	Duttile	A1+M1
	13	822.0	1 743.1	2.44	2.121	Duttile	A2+M2
	14	795.7	1 427.7	3.34	1.794	Duttile	A2+M2
	15	822.0	1 437.8	3.38	1.749	Duttile	A2+M2
	16	795.7	1 841.3	2.20	2.314	Duttile	A2+M2
	17	933.3	1 069.7	6.66	1.146	Duttile	A1+M1
	18	675.3	765.8	9.40	1.134	Duttile	A1+M1
	19	675.3	973.4	5.90	1.441	Duttile	A2+M2
	20	675.3	973.4	5.90	1.441	Duttile	A2+M2
Sisma	21	973.1	2 889.3	1.25	2.969	Duttile	A1+M1
	22	715.2	2 602.5	1.30	3.639	Duttile	A1+M1
	23	893.4	2 549.3	1.44	2.853	Duttile	A1+M1
	24	635.5	2 262.4	1.50	3.560	Duttile	A1+M1
	29	1 066.2	1 565.2	3.61	1.468	Duttile	A1+M1
	30	808.2	1 278.4	4.14	1.582	Duttile	A1+M1
	31	800.4	1 471.7	3.18	1.839	Duttile	A1+M1
	32	542.4	1 184.9	3.53	2.184	Duttile	A1+M1
	33	715.2	3 102.8	1.04	4.338	Duttile	A2+M2
	34	715.2	3 102.8	1.04	4.338	Duttile	A2+M2
	35	635.5	2 910.7	1.09	4.580	Duttile	A2+M2
	36	635.5	2 910.7	1.09	4.580	Duttile	A2+M2
	41	860.5	1 573.8	2.99	1.829	Duttile	A2+M2



	42	757.2	1 573.8	2.74	2.078	Duttile	A2+M2
	43	542.4	1 524.6	2.43	2.811	Duttile	A2+M2
	44	542.4	1 524.6	2.43	2.811	Duttile	A2+M2



### 7.2.7 Verifica a fessurazione della spalla

Nelle condizioni di SLE combinazione frequente e quasi permanente, individuate come di seguito:

Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

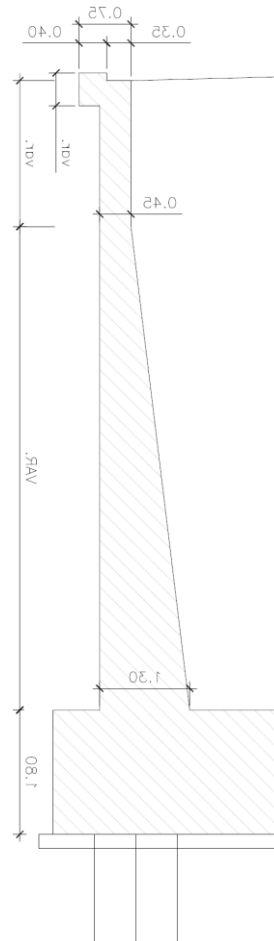
Relazione di calcolo sottostrutture

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente $\Psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\Psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\Psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
Vento $q_s$	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve $q_s$	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	$T_k$	0,6	0,6	0,5

si ha che la tensione massima nelle barre di armatura per ogni condizione è inferiore a 160 MPa; con ciò la verifica a fessurazione è implicitamente soddisfatta.

### 7.3 VERIFICA DEI MURI DI RISVOLTO

I muri di risvolto della spalla A sono realizzati in cemento armato con un primo tratto di altezza variabile fino ad un massimo di 2.5 m avente spessore costante e pari a 0.45 m e poi c'è un tratto di altezza pari a 7.0 m in cui lo spessore aumenta con la profondità fino ad un massimo di 1.30 m. Il muro viene calcolato come una mensola incastrata alla base su cui è applicata la spinta del terreno in quiete, la sovraspinta associata al carico accidentale di 20 kN/mq in sommità e l'azione sismica.



#### 7.3.1 Spessore 45 cm

Si riporta di seguito la verifica del muro di risvolto nel tratto sommitale di spessore costante pari a 0.45 m ed altezza massima 2.5 m.

**CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI**

**Calcestruzzo**

classe cls	C28/35		
Rck	35	(MPa)	
fck	28	(MPa)	
fcm	36	(MPa)	
Ec	32308	(MPa)	
$\alpha_{cc}$	0.85		
$\gamma_c$	1.50		

$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	15.87	(MPa)
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	2.77	(MPa)

**Tensioni limite (tensioni ammissibili)**

condizioni statiche

$\sigma_c$	11.2	Mpa
$\sigma_f$	337.5	Mpa

condizioni sismiche

$\sigma_c$	11	Mpa
$\sigma_f$	260	Mpa

**Valore limite di apertura delle fessure**

Frequente	w1	0.2	mm
Quasi Permanente	w1	0.2	mm

**Acciaio**

tipo di acciaio	B450C	
f <sub>yk</sub> =	450	(MPa)
$\gamma_s$ =	1.15	
f <sub>yd</sub> = f <sub>yk</sub> / $\gamma_s$ / $\gamma_E$ =	391.30	(MPa)

E <sub>s</sub> =	210000	(MPa)
$\epsilon_{ys}$ =	0.19%	

coefficiente omogeneizzazione acciaio n = 15

**Copriferro** (distanza asse armatura-bordo)

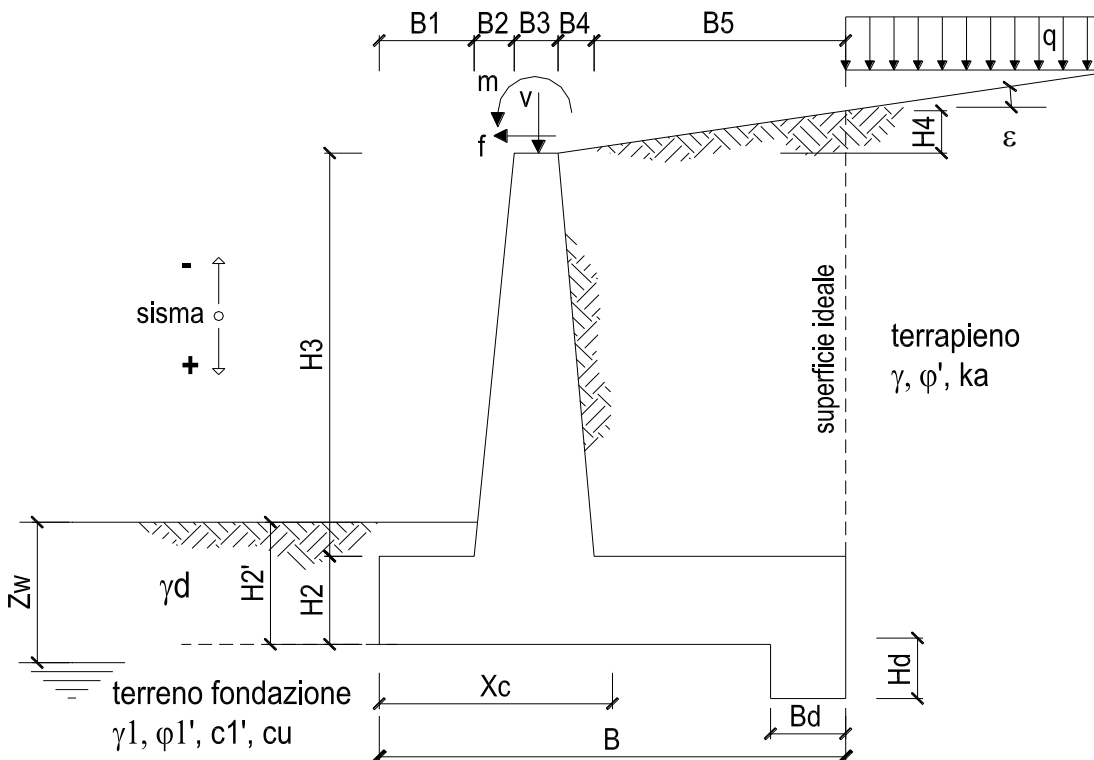
c = 6.20 (cm)

**Copriferro minimo di normativa** (ricoprimento armatura)

c<sub>min</sub> = 4.00 (cm)

**Interfero tra I e II strato**

i<sub>I-II</sub> = 5.00 (cm)



**Geometria del Muro**

Elevazione	H3 =	2.50	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.45	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Si assume che in testa al muro agisca come carico verticale il peso del cordolino.

<b>Dati Geotecnici</b>			valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE		STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	$\phi'$	35.00	35.00	29.26
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$	18.00	18.00	18.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	$\delta$	21.00	21.00	17.55

Dati Sismici	Accelerazione sismica	$a_g/g$	0.225	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	$S_s$	1.198	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	$S_T$	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	$\beta_s$	0.28	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	$k_h$	0.075474	(-)
	Coefficiente sismico verticale	$k_v$	0.0377	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare	<input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no		

		SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.245	0.245	0.307		
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.288	0.288	0.356		
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.291	0.291	0.360		
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	3.690	3.690	2.912		
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	3.548	3.548	2.785		
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	3.537	3.537	2.774		

<b>Carichi Agenti</b>			valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE - sisma		STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m <sup>2</sup> )	qp	10.00	13.50	21.60
	Sovraccarico su zattera di monte <input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no					
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	5.63	5.63	5.06
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m <sup>2</sup> )	q	20.00	29.00	29.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00	0.00	0.00
	Coefficienti di combinazione condizione rara $\Psi_1$		1.00	condizione quasi permanente $\Psi_2$	0.00	
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m <sup>2</sup> )	qs	4.00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0.00		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs	0.00		
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0.00		

**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**

**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

$$M_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot \gamma^2 (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3$$

$$M_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma^2 (K_{a \text{ s orizz.}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a \text{ orizz.}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad o \cdot h/3$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{\text{ext}} = m + f \cdot h$$

$$M_{\text{inerzia}} = \Sigma P m_i \cdot b_i \cdot kh$$

$$N_{\text{ext}} = v$$

$$N_{\text{pp+inerzia}} = \Sigma P m_i \cdot (1 \pm kv)$$

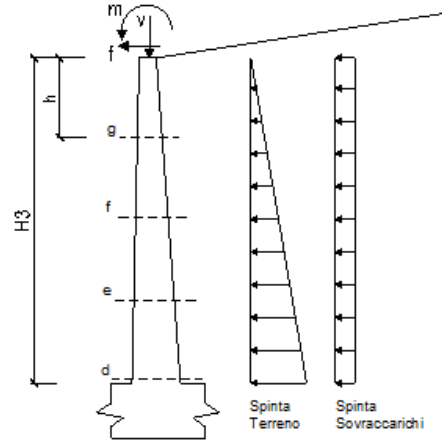
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot \gamma^2 (1 \pm kv) \cdot h^2$$

$$V_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma^2 (K_{a \text{ s orizz.}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a \text{ orizz.}}) \cdot h^2$$

$$V_q = K_{a \text{ orizz.}} \cdot q \cdot h$$

$$V_{\text{ext}} = f$$

$$V_{\text{inerzia}} = \Sigma P m_i \cdot kh$$



**condizione statica**

sezione	h	Mt	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.50	14.46	30.35	0.00	44.81	5.63	28.13	33.75
e-e	1.88	6.10	17.07	0.00	23.17	5.63	21.09	26.72
f-f	1.25	1.81	7.59	0.00	9.39	5.63	14.06	19.69
g-g	0.63	0.23	1.90	0.00	2.12	5.63	7.03	12.66

sezione	h	Vt	Vq	V <sub>ext</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.50	17.35	24.28	0.00	41.63
e-e	1.88	9.76	18.21	0.00	27.97
f-f	1.25	4.34	12.14	0.00	16.48
g-g	0.63	1.08	6.07	0.00	7.15

**condizione sismica +**

sezione	h	M <sub>t stat</sub>	M <sub>t sism</sub>	M <sub>q</sub>	M <sub>ext</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp+inerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.50	10.71	3.77	11.74	0.00	2.65	28.88	5.63	29.19	34.81
e-e	1.88	4.52	1.59	6.61	0.00	1.49	14.21	5.63	21.89	27.51
f-f	1.25	1.34	0.47	2.94	0.00	0.66	5.41	5.63	14.59	20.22
g-g	0.63	0.17	0.06	0.73	0.00	0.17	1.13	5.63	7.30	12.92

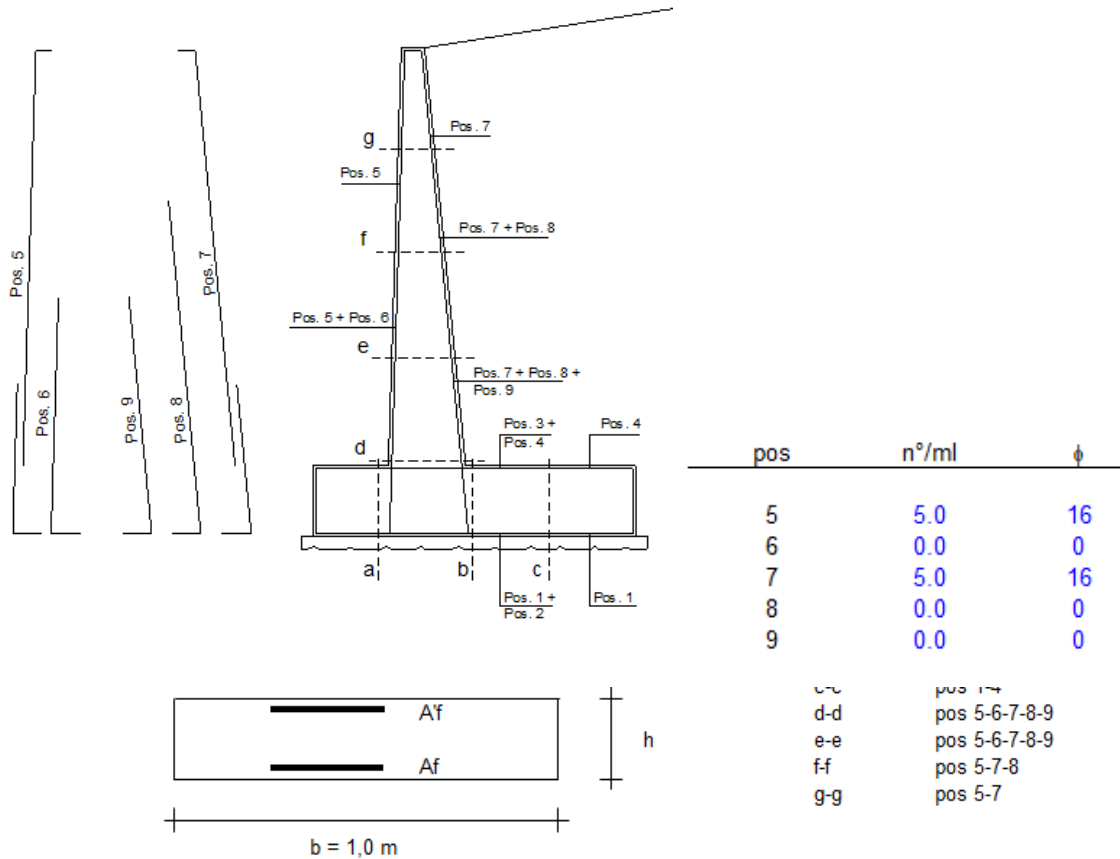
sezione	h	V <sub>t stat</sub>	V <sub>t sism</sub>	V <sub>q</sub>	V <sub>ext</sub>	V <sub>inerzia</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.50	12.85	3.02	9.40	0.00	2.12	27.39
e-e	1.88	7.23	1.70	7.05	0.00	1.59	17.57
f-f	1.25	3.21	0.75	4.70	0.00	1.06	9.73
g-g	0.63	0.80	0.19	2.35	0.00	0.53	3.87

condizione sismica -

sezione	h	Mt <sub>stat</sub>	Mt <sub>sism</sub>	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp+inerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.50	10.71	2.49	11.89	0.00	2.65	27.75	5.63	27.06	32.69
e-e	1.88	4.52	1.05	6.69	0.00	1.49	13.75	5.63	20.30	25.92
f-f	1.25	1.34	0.31	2.97	0.00	0.66	5.29	5.63	13.53	19.16
g-g	0.63	0.17	0.04	0.74	0.00	0.17	1.12	5.63	6.77	12.39

sezione	h	Vt <sub>stat</sub>	Vt <sub>sism</sub>	Vq	V <sub>ext</sub>	V <sub>inerzia</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.50	12.85	1.99	9.51	0.00	2.12	26.48
e-e	1.88	7.23	1.12	7.14	0.00	1.59	17.08
f-f	1.25	3.21	0.50	4.76	0.00	1.06	9.53
g-g	0.63	0.80	0.12	2.38	0.00	0.53	3.84

SCHEMA DELLE ARMATURE



Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(kNm)
d - d	44.81	33.75	0.45	10.05	10.05	156.67
e - e	23.17	26.72	0.45	10.05	10.05	155.48
f - f	9.39	19.69	0.45	10.05	10.05	154.28

Relazione di calcolo sottostrutture

g - g | 2.12 12.66 0.45 10.05 10.05 153.08

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Sez.	V <sub>Ed</sub>	h	V <sub>rd</sub>	∅ staffe	i orizz.	i vert.	θ	V <sub>Rsd</sub>	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
d - d	41.63	0.45	166.17	10	20	20	21.8	670.75	<b>Armatura a taglio non necessaria</b>
e - e	27.97	0.45	165.26	10	20	20	21.8	670.75	<b>Armatura a taglio non necessaria</b>
f - f	16.48	0.45	164.35	10	20	20	21.8	670.75	<b>Armatura a taglio non necessaria</b>
g - g	7.15	0.45	163.44	10	20	20	21.8	670.75	<b>Armatura a taglio non necessaria</b>

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	A <sub>f</sub>	A' <sub>f</sub>	σ <sub>c</sub>	σ <sub>f</sub>	w <sub>k</sub>	w <sub>amm</sub>
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm)
d - d	32.13	33.75	0.45	10.05	10.05	1.82	73.37	0.104	0.200
e - e	16.57	26.72	0.45	10.05	10.05	0.94	33.37	0.046	0.200
f - f	6.69	19.69	0.45	10.05	10.05	0.37	9.48	0.012	0.200
g - g	1.51	12.66	0.45	10.05	10.05	0.07	0.15	0.000	0.200

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	A <sub>f</sub>	A' <sub>f</sub>	σ <sub>c</sub>	σ <sub>f</sub>	w <sub>k</sub>	w <sub>amm</sub>
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm)
d - d	17.85	33.75	0.45	10.05	10.05	1.00	33.63	0.046	0.200
e - e	8.53	26.72	0.45	10.05	10.05	0.46	11.40	0.015	0.200
f - f	3.12	19.69	0.45	10.05	10.05	0.15	1.13	0.001	0.200
g - g	0.61	12.66	0.45	10.05	10.05	0.00	-	-	0.200

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Condizione Statica

Sez.	M	N	h	A <sub>f</sub>	A' <sub>f</sub>	σ <sub>c</sub>	σ <sub>f</sub>
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )
d - d	32.13	33.75	0.45	10.05	10.05	1.82	73.37
e - e	16.57	26.72	0.45	10.05	10.05	0.94	33.37
f - f	6.69	19.69	0.45	10.05	10.05	0.37	9.48



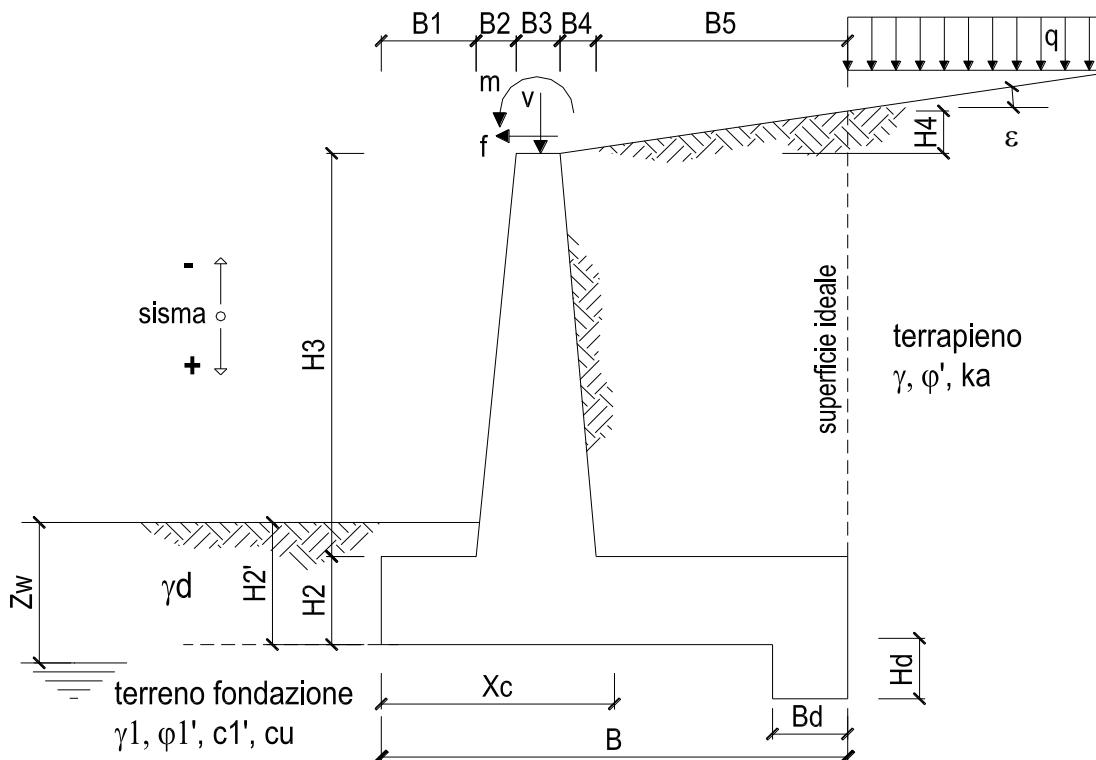
g - g | 1.51 12.66 0.45 10.05 10.05 0.07 0.15

**Condizione Sismica**

Sez.	M	N	h	Af	A'f	$\sigma_c$	$\sigma_f$
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )
d - d	28.88	32.69	0.45	10.05	10.05	1.64	64.81
e - e	14.21	25.92	0.45	10.05	10.05	0.80	27.21
f - f	5.41	19.16	0.45	10.05	10.05	0.29	6.33
g - g	1.13	12.39	0.45	10.05	10.05	0.06	-0.05

**7.3.2 Spessore 130 cm**

Si riporta di seguito la verifica del muro di risvolto nel tratto sommitale di spessore variabile ed altezza massima 7.0 m.



**DATI DI PROGETTO:**

**Geometria del Muro**

Elevazione	H3 =	7.00	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)

Relazione di calcolo sottostrutture

Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.45	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.85	(m)

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	altro
Permanenti	favorevole	$\gamma_G$	0.90	1.00	1.00	1.00	1.10
	sfavorevole		1.10	1.35	1.00	1.00	1.10
Variabili	favorevole	$\gamma_Q$	0.00	0.00	0.00	0.00	1.10
	sfavorevole		1.45	1.45	1.25	1.00	1.10

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	altro
angolo d'attrito	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1.00	1.25	1.00	1.00
coesione	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25	1.00	1.00
resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40	1.00	1.00
peso unità di volume	$\gamma$	$\gamma_r$	1.00	1.00	1.00	1.00

Dati Geotecnici		valori caratteristici		valori di progetto		
		SLE		STR/GEO	EQU	
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	$\varphi'$	35.00	35.00	29.26
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$	18.00	18.00	18.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	$\delta$	21.00	21.00	17.55

Dati Sismici		valore	unità	note
Accelerazione sismica	$a_y/g$	0.225	(-)	
Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	$S_S$	1.198	(-)	
Coefficiente Amplificazione Topografico	$S_T$	1	(-)	
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	$\beta_s$	0.28	(-)	
Coefficiente sismico orizzontale	$k_h$	0.075474	(-)	
Coefficiente sismico verticale	$k_v$	0.0377	(-)	
Muro libero di traslare o ruotare		<input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no		

		SLE	STR/GEO	EQU
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	$k_a$	0.245	0.307
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	$k_{as+}$	0.288	0.356
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	$k_{as-}$	0.291	0.360
	Coeff. Di Spinta Passiva	$k_p$	3.690	2.912
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	$k_{ps+}$	3.548	2.785
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	$k_{ps-}$	3.537	2.774

Si assume che in testa al muro agisca come carico verticale il peso del tratto di muro di spessore costante.

Carichi Agenti		valori caratteristici		valori di progetto		
		SLE - sisma		STR/GEO	EQU	
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m <sup>2</sup> )	qp	45.00	60.75	21.60
	Sovraccarico su zattera di monte <input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no					
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	28.13	28.13	25.31
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m <sup>2</sup> )	q	20.00	29.00	29.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00	0.00	0.00
	Coefficienti di combinazione	condizione rara Ψ1	1.00	condizione quasi permanente Ψ2		0.00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m <sup>2</sup> )	qs	4.00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0.00		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs	0.00		
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0.00		

### CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

#### Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$M_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot \gamma^*(1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3$$

$$M_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a \text{ s orizz.}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a \text{ orizz.}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad \text{o} \cdot h/3$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{\text{ext}} = m + f \cdot h$$

$$M_{\text{inerzia}} = \sum P m_i \cdot b_i \cdot kh$$

$$N_{\text{ext}} = v$$

$$N_{\text{pp+inerzia}} = \sum P m_i \cdot (1 \pm kv)$$

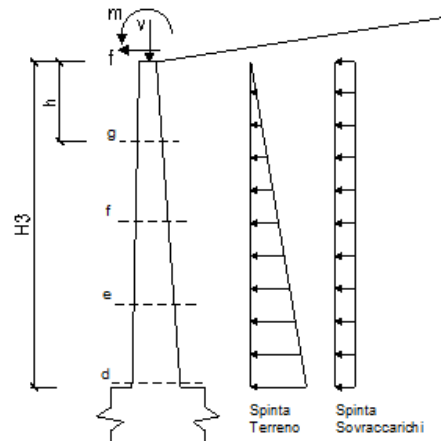
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot \gamma^*(1 \pm kv) \cdot h^2$$

$$V_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a \text{ s orizz.}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a \text{ orizz.}}) \cdot h^2$$

$$V_q = K_{a \text{ orizz.}} \cdot q \cdot h$$

$$V_{\text{ext}} = f$$

$$V_{\text{inerzia}} = \sum P m_i \cdot kh$$



#### condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7.00	317.41	502.42	0.00	819.83	28.13	153.13	181.25
e-e	5.25	133.91	282.61	0.00	416.52	28.13	100.90	129.02
f-f	3.50	39.68	125.61	0.00	165.28	28.13	57.97	86.09
g-g	1.75	4.96	31.40	0.00	36.36	28.13	24.34	52.46

sezione	h	Vt	Vq	V <sub>ext</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7.00	136.03	143.55	0.00	279.58
e-e	5.25	76.52	107.66	0.00	184.18
f-f	3.50	34.01	71.77	0.00	105.78
g-g	1.75	8.50	35.89	0.00	44.39

**condizione sismica +**

sezione	h	Mt <sub>stat</sub>	Mt <sub>sism</sub>	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp+inerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7.00	235.12	82.80	322.26	0.00	33.90	674.08	28.13	158.90	187.03
e-e	5.25	99.19	34.93	181.27	0.00	17.23	332.62	28.13	104.71	132.83
f-f	3.50	29.39	10.35	80.57	0.00	6.84	127.14	28.13	60.16	88.28
g-g	1.75	3.67	1.29	20.14	0.00	1.50	26.61	28.13	25.25	53.38

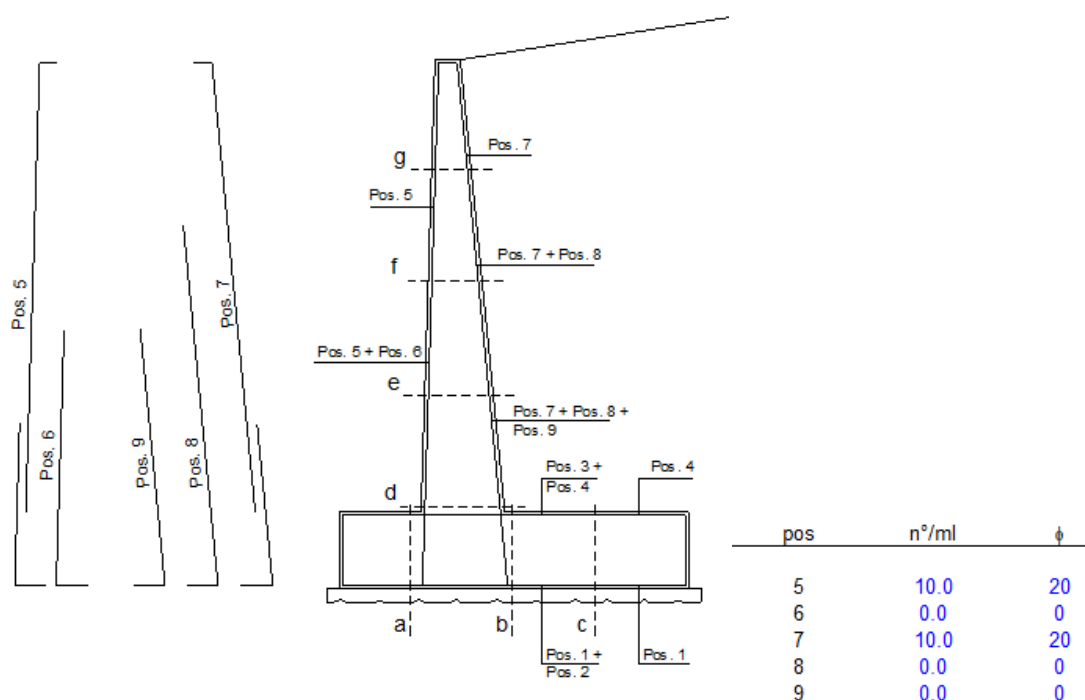
sezione	h	Vt <sub>stat</sub>	Vt <sub>sism</sub>	Vq	V <sub>ext</sub>	V <sub>inerzia</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7.00	100.76	23.66	92.08	0.00	11.56	228.05
e-e	5.25	56.68	13.31	69.06	0.00	7.62	146.66
f-f	3.50	25.19	5.91	46.04	0.00	4.38	81.52
g-g	1.75	6.30	1.48	23.02	0.00	1.84	32.63

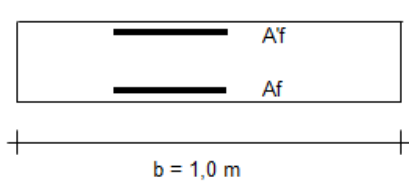
**condizione sismica -**

sezione	h	Mt <sub>stat</sub>	Mt <sub>sism</sub>	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp+inerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7.00	235.12	54.73	326.36	0.00	33.90	650.11	28.13	147.35	175.47
e-e	5.25	99.19	23.09	183.58	0.00	17.23	323.08	28.13	97.09	125.22
f-f	3.50	29.39	6.84	81.59	0.00	6.84	124.66	28.13	55.78	83.91
g-g	1.75	3.67	0.86	20.40	0.00	1.50	26.43	28.13	23.42	51.54

sezione	h	Vt <sub>stat</sub>	Vt <sub>sism</sub>	Vq	V <sub>ext</sub>	V <sub>inerzia</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7.00	100.76	15.64	93.25	0.00	11.56	221.20
e-e	5.25	56.68	8.80	69.93	0.00	7.62	143.03
f-f	3.50	25.19	3.91	46.62	0.00	4.38	80.10
g-g	1.75	6.30	0.98	23.31	0.00	1.84	32.42

**SCHEMA DELLE ARMATURE**





d-d	pos 5-6-7-8-9
e-e	pos 5-6-7-8-9
f-f	pos 5-7-8
g-g	pos 5-7

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(kNm)
d - d	819.83	181.25	1.30	31.42	31.42	1577.31
e - e	416.52	129.02	1.09	31.42	31.42	1271.74
f - f	165.28	86.09	0.88	31.42	31.42	980.72
g - g	36.36	52.46	0.66	31.42	31.42	701.31

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Sez.	V <sub>Ed</sub>	h	V <sub>rd</sub>	∅ staffe	i orizz.	i vert.	θ	V <sub>Rsd</sub>	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
d - d	279.58	1.30	426.29	10	20	20	21.8	2140.17	<b>Armatura a taglio non necessaria</b>
e - e	184.18	1.09	381.40	10	20	20	21.8	1772.81	<b>Armatura a taglio non necessaria</b>
f - f	105.78	0.88	334.80	10	20	20	21.8	1405.46	<b>Armatura a taglio non necessaria</b>
g - g	44.39	0.66	285.20	10	20	20	21.8	1038.10	<b>Armatura a taglio non necessaria</b>

**condizione Frequente**

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ <sub>c</sub>	σ <sub>f</sub>	w <sub>k</sub>	w <sub>amm</sub>
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm)
d - d	598.99	181.25	1.30	31.42	31.42	3.16	139.08	0.137	0.200
e - e	303.87	129.02	1.09	31.42	31.42	2.16	83.33	0.082	0.200
f - f	120.36	86.09	0.88	31.42	31.42	1.25	39.10	0.038	0.200
g - g	26.42	52.46	0.66	31.42	31.42	0.46	8.31	0.008	0.200

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

**condizione Quasi Permanente**

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ <sub>c</sub>	σ <sub>f</sub>	w <sub>k</sub>	w <sub>amm</sub>
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm)

d - d	487.03	181.25	1.30	31.42	31.42	2.59	108.34	0.107	0.200
e - e	240.89	129.02	1.09	31.42	31.42	1.73	62.35	0.061	0.200
f - f	92.37	86.09	0.88	31.42	31.42	0.97	27.30	0.027	0.200
g - g	19.42	52.46	0.66	31.42	31.42	0.34	4.53	0.004	0.200

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

**Condizione Statica**

Sez.	M	N	h	A <sub>f</sub>	A' <sub>f</sub>	σ <sub>c</sub>	σ <sub>f</sub>
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )
d - d	598.99	181.25	1.30	31.42	31.42	3.16	139.08
e - e	303.87	129.02	1.09	31.42	31.42	2.16	83.33
f - f	120.36	86.09	0.88	31.42	31.42	1.25	39.10
g - g	26.42	52.46	0.66	31.42	31.42	0.46	8.31

**Condizione Sismica**

Sez.	M	N	h	A <sub>f</sub>	A' <sub>f</sub>	σ <sub>c</sub>	σ <sub>f</sub>
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )
d - d	674.08	175.47	1.30	31.42	31.42	3.55	160.55
e - e	332.62	125.22	1.09	31.42	31.42	2.36	93.46
f - f	127.14	83.91	0.88	31.42	31.42	1.31	42.27
g - g	26.61	51.54	0.66	31.42	31.42	0.46	8.53

## 7.4 PROGETTO E VERIFICA FONDAZIONE

### 7.4.1 Ripartizione forze nei pali

#### Zattera di fondazione

Numero totale dei pali  $N_p = 16$

Dimensioni platea di fondazione (m)

X	Y	Z
11.40	12.55	1.80

Area fondazione 143.07 m<sup>2</sup>

Baric. platea di fondazione - origine sistema di riferimento (m)

X	Y
0.00	0.00

Baricentro palificata

X <sub>G</sub>	Y <sub>G</sub>
0.00	0.00

Si assimila la fondazione a un corpo rigido sollecitato da sforzi puntuali, ovvero i pali. In tal caso gli sforzi sui pali sono unicamente funzione della distanza dal baricentro della palificata.

Momento d'inerzia fondazione rispetto al baricentro palificata (m<sup>2</sup>)

J <sub>I</sub>	J <sub>t</sub>
180	860.16

Coordinate pali rispetto al baricentro platea (X,Y) e al baricentro palificata (X<sub>g</sub>,Y<sub>g</sub>):

Pali	X (m)	Y (m)	X <sub>Gi</sub> (m)	Y <sub>Gi</sub> (m)	W <sub>I</sub> (m)	W <sub>t</sub> (m)
1	4.50	11.20	4.50	11.20	40.00	76.80
2	4.50	8.00	4.50	8.00	40.00	107.52
3	4.50	4.80	4.50	4.80	40.00	179.20
4	4.50	1.60	4.50	1.60	40.00	537.60
5	1.50	-1.60	1.50	-1.60	120.00	-537.60
6	1.50	-4.80	1.50	-4.80	120.00	-179.20
7	1.50	-8.00	1.50	-8.00	120.00	-107.52
8	1.50	-11.20	1.50	-11.20	120.00	-76.80
9	-1.50	11.20	-1.50	11.20	-120.00	76.80
10	-1.50	8.00	-1.50	8.00	-120.00	107.52
11	-1.50	4.80	-1.50	4.80	-120.00	179.20
12	-1.50	1.60	-1.50	1.60	-120.00	537.60
13	-4.50	-1.60	-4.50	-1.60	-40.00	-537.60
14	-4.50	-4.80	-4.50	-4.80	-40.00	-179.20

Relazione di calcolo sottostrutture

15	-4.50	-8.00	-4.50	-8.00	-40.00	-107.52
16	-4.50	-11.20	-4.50	-11.20	-40.00	-76.80

dove  $W_l$  e  $W_t$  sono rispettivamente i moduli resistenti in direzione longitudinale e trasversale dei pali

Riferendo le azioni esterne al baricentro della palificata, quota intradosso platea, si ha:

$$M_l = M_{l, \text{filo\_platea}} - (N * e_{l, \text{pali}}) \quad e_{l, \text{pali}} = 5.70 \quad \text{m}$$

	Comb	N	H <sub>l</sub>	H <sub>t</sub>	M <sub>l</sub>	M <sub>t</sub>
		t	t	t	t*m	t*m
Esercizio	1	5 308.0	612.5	36.9	-251.2	800.4
	2	5 267.0	612.5	36.9	-97.3	927.3
	3	3 954.3	467.6	36.9	-458.1	800.4
	4	3 913.2	467.6	36.9	-304.2	927.3
	5	3 888.5	580.6	32.0	-824.7	688.4
	6	3 851.6	555.6	32.0	-556.7	796.5
	7	3 888.5	580.6	32.0	-824.7	688.4
	8	3 851.6	555.6	32.0	-556.7	796.5
	9	5 250.6	673.2	36.9	-630.8	710.9
	10	5 219.9	673.2	36.9	-515.4	806.1
	11	3 896.9	528.3	36.9	-837.7	710.9
	12	3 866.1	528.3	36.9	-722.3	806.1
	13	3 839.6	619.4	32.0	-1 021.4	612.2
	14	3 811.5	555.6	32.0	-406.2	693.2
	15	3 839.6	632.3	32.0	-1 148.0	612.2
	16	3 811.5	607.3	32.0	-912.8	693.2
	17	4 768.6	507.0	0.0	609.7	0.0
	18	3 414.9	362.1	0.0	402.8	0.0
	19	3 422.5	464.3	0.0	44.6	0.0
	20	3 422.5	464.3	0.0	44.6	0.0
Sisma	21	4 881.1	2 176.3	374.4	-9 384.2	2 223.5
	22	3 527.3	2 031.5	374.4	-9 591.1	2 223.5
	23	4 534.0	2 063.8	374.4	-8 700.1	2 223.5
	24	3 180.2	1 919.0	374.4	-8 906.9	2 223.5
	25	4 881.1	1 007.8	1 248.0	-2 461.9	7 411.8



26	3 527.3	862.9	1 248.0	-2 668.8	7 411.8
27	4 534.0	974.0	1 248.0	-2 242.3	7 411.8
28	3 180.2	829.2	1 248.0	-2 449.2	7 411.8
29	5 143.5	1 007.8	374.4	-2 706.7	2 223.5
30	3 789.8	862.9	374.4	-2 913.6	2 223.5
31	3 986.4	974.0	374.4	-2 439.5	2 223.5
32	2 632.6	829.2	374.4	-2 646.4	2 223.5
33	3 657.2	2 229.7	374.4	-10 326.8	2 223.5
34	3 657.2	2 229.7	374.4	-10 326.8	2 223.5
35	3 187.8	2 165.8	374.4	-10 118.5	2 223.5
36	3 187.8	2 165.8	374.4	-10 118.5	2 223.5
37	3 657.2	993.9	1 248.0	-3 007.7	7 411.8
38	3 657.2	993.9	1 248.0	-3 007.7	7 411.8
39	3 187.8	974.7	1 248.0	-3 063.5	7 411.8
40	3 187.8	974.7	1 248.0	-3 063.5	7 411.8
41	4 204.7	993.9	374.4	-2 810.5	2 223.5
42	4 153.7	993.9	374.4	-2 619.3	2 223.5
43	2 640.3	974.7	374.4	-3 260.6	2 223.5
44	2 640.3	974.7	374.4	-3 260.6	2 223.5

Le azioni massima agenti nei pali per le combinazioni di carico di interesse sono sintetizzate nelle tabelle seguenti.

	A1+M1	
<b>SISM</b>		<b>ESER</b>
568.6	N <sub>max</sub>	353.2
-52.9	N <sub>min</sub>	203.4
138.0	T <sub>max</sub>	42.1

	A2+M2	
<b>SISM</b>		<b>ESER</b>
515.7	N <sub>max</sub>	276.6
-82.7	N <sub>min</sub>	203.3
141.3	T <sub>max</sub>	39.6

## 7.4.2 Verifica di resistenza della zattera

### Unghia anteriore zattera

Reazione palo anteriore più caricato $N_{palo}$	586.09	t
Eccentricità reazione palo rispetto a sez. incastro unghia anteriore $e$	-0.20	m
Larghezza collaborante sez. incastro $b_{collab}$	1.2	m
(momento positivo se tende le fibre inferiori della zattera)		
Momento flettente palo ant. più caricato in sez. incastro $M_{palo}$	-97.68	t*m/m
Momento flettente peso zattera in sez. incastro $M_{zattera}$	-6.48	t*m/m
Momento di verifica unghia anteriore zattera $M_{ver}$	-104.16	t*m/m

Segue la verifica a flessione semplice della sezione

Altezza sezione	180	cm
Larghezza sezione	100	cm
Copriferro armatura compressa	5	cm
Copriferro armatura tesa	5	cm
Area armatura compressa	27	cm <sup>2</sup> /m
Area armatura tesa	27	cm <sup>2</sup> /m
Rck calcestruzzo	300	kg/cm <sup>2</sup>
Modulo elastico caratteristico acciaio	2 000 060	kg/cm <sup>2</sup>
Tensione caratt. snervamento acciaio	4 400	kg/cm <sup>2</sup>
Deformazione massima calcestruzzo	0.086	%
Deformazione armatura tesa	1.000	%
Deformazione inizio snervamento acciaio	0.191	%
<b>Momento ultimo sezione <math>M_u</math></b>	<b>172.52</b>	<b>t*m/m</b>
Precisione (Cu-Tu)/Tu	0.356	%
<b>Momento di verifica <math>M_{ver}</math></b>	<b>104.16</b>	<b>t*m/m</b>
<b>Coeff. sicurezza <math>\eta</math></b>	<b>1.66</b>	



*Direzione Progettazione e  
Realizzazione Lavori*

STRADA DELLE TRE VALLI UMBRE  
Tratto Eggi-Acquasparta – 1° Stralcio Baiano-Firenzuola

**PROGETTO DEFINITIVO**

---

Relazione di calcolo sottostrutture

---

Momento ultimo rottura bilanciata 1 826.19 t\*m  
Tipo di rottura Duttile

### Unghia posteriore zattera

Dimensione long. unghia posteriore a	7.5	m
Dimensione trasv. unghia posteriore b	20	m
Carico terreno portato $q_{\text{terreno}}$	18.00	t/m <sup>2</sup>
Sovraccarico sul terreno $q_s$	2.00	t/m <sup>2</sup>
Carico platea $q_{\text{platea}}$	4.50	t/m <sup>2</sup>
$K_v$	0.249	

#### Esercizio

$q_{\text{max,pali}} = S N_{\text{pali}}/(a*b)$	40.39	t/m <sup>2</sup>
$q_{\text{max,ver}} = q_{\text{terreno}} + q_s + q_{\text{platea}} - q_{\text{max,pali}}$	-15.89	t/m <sup>2</sup>
$q_{\text{min,pali}} = S N_{\text{pali}}/(a*b)$	26.11	t/m <sup>2</sup>
$q_{\text{min,ver}} = q_{\text{terreno}} + q_s + q_{\text{platea}} - q_{\text{min,pali}}$	-1.61	t/m <sup>2</sup>

#### Sisma

$q_{\text{max,pali}} = S N_{\text{pali}}/(a*b)$	36.08	t/m <sup>2</sup>
$q_{\text{max,ver}} = (q_{\text{terreno}} + q_{\text{platea}})*(1+K_v) - q_{\text{max,pali}}$	-7.98	t/m <sup>2</sup>
$q_{\text{min,pali}} = S N_{\text{pali}}/(a*b)$	13.96	t/m <sup>2</sup>
$q_{\text{min,ver}} = (q_{\text{terreno}} + q_{\text{platea}})*(1-K_v) - q_{\text{min,pali}}$	2.94	t/m <sup>2</sup>

#### Inviluppo

$q_{\text{max,ver}}$	-15.89	t/m <sup>2</sup>
$q_{\text{min,ver}}$	2.94	t/m <sup>2</sup>

coeff. Bares  $g = a/b$  0.375

Relazione di calcolo sottostrutture

**Verifica  $q_{max,ver}$**

(momento negativo se tende le fibre superiori)

$M_{yva} =$	M trasv. di bordo all'incastro muri di risvolto	321.59	t*m/m
$M_{xvs} =$	M longitudinale all'incastro muro frontale	269.64	t*m/m
$M_{yas} =$	M trasv. di bordo a centro lastra	-98.75	t*m/m
$M_{xs} =$	M longitudinale a centro lastra	10.67	t*m/m

Segue il calcolo dell'armatura di  
verifica:

coeff.  
omogeneizzazione = 15

Dati di calcolo	Arm. verifica	di	sez.	$H_p$ (cm)	$c^{sup}$ (cm)	$c^{inf}$ (cm)	$A_r^{sup}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_r^{inf}$ (cm <sup>2</sup> /m)
	Arm. trasversale			incastro	180.00	5	5	31.4
Arm. longitud.			incastro	180.00	7.5	7.5	31.4	62.8
Arm. trasversale			centro	180.00	5	5	15.7	31.4
Arm. longitud.			centro	180.00	7.5	7.5	15.7	31.4

Risultati	Arm. verifica	di	sez.	$M_{ver}$ (t*m/m)	$M_u$ (t*m/m)	coeff. sicurezza a	$\epsilon_{CLS}$ %	$\epsilon_a$ %
	Arm. trasversale			incastro	321.6	405.2	1.3	0.1450
Arm. longitud.			incastro	269.6	396.3	1.5	0.1500	1.0000
Arm. trasversale			centro	-98.7	102.6	1.0	0.0620	1.0000
Arm. longitud.			centro	10.7	199.8	18.7	0.1060	1.0000

**Verifica  $q_{min,ver}$**

(momento negativo se tende le fibre superiori)

$M_{yva} =$	M trasv. di bordo all'incastro muri di risvolto	-59.54	t*m/m
$M_{xvs} =$	M longitudinale all'incastro muro frontale	-49.92	t*m/m
$M_{yas} =$	M trasv. di bordo a centro lastra	18.28	t*m/m
$M_{xs} =$	M longitudinale a centro lastra	-1.97	t*m/m

Segue il calcolo dell'armatura di verifica:

Dati di calcolo	Arm. verifica	di	sez.	H <sub>p</sub> (cm)	c <sup>sup</sup> (cm)	c <sup>inf</sup> (cm)	A <sub>f</sub> <sup>sup</sup> (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>f</sub> <sup>inf</sup> (cm <sup>2</sup> /m)
	Arm. trasversale		incastro	180.00	5	5	31.4	62.8
	Arm. longitud.		incastro	180.00	7.5	7.5	31.4	62.8
	Arm. trasversale		centro	180.00	5	5	15.7	31.4
	Arm. longitud.		centro	180.00	7.5	7.5	15.7	31.4

Risultati	Arm. verifica	di	sez.	M <sub>ver</sub> (t*m/m)	M <sub>u</sub> (t*m/m)	coeff. sicurezza a	ε <sub>CLS</sub> %	ε <sub>a</sub> %
	Arm. trasversale		incastro	-59.5	204.4	3.4	0.0780	1.0000
	Arm. longitud.		incastro	-49.9	199.8	4.0	0.0860	1.0000
	Arm. trasversale		centro	18.3	204.1	11.2	0.1030	1.0000
	Arm. longitud.		centro	-2.0	101.0	51.2	0.0680	1.0000

### 7.4.3 Verifica a fessurazione della zattera

La verifica a fessurazione è implicitamente soddisfatta poiché in SLE le tensioni massime di trazione nelle armature sono inferiori a 160 MPa.

## 8 PROGETTO E VERIFICA SPALLA B e FONDAZIONE

Si riportano le calcolazioni relative alla spalla B.

### 8.1 ANALISI DEI CARICHI

#### 8.1.1 Azioni statiche trasmesse dall'impalcato

Le risultanti sul piano appoggi dei carichi trasmessi dall'impalcato sono dunque le seguenti:

	N [kN]	H <sub>l</sub> [kN]	H <sub>t</sub> [kN]	M <sub>t</sub> [kNm]
Peso impalcato	305.0	0	0	0.0
Ritiro	0	0	0	0
Gradiente termico	0	0	0	0
Accidentali max N	212.5	0	0	331.3
Accidentali max M <sub>t</sub>	174.5	0	0	448.8
Vento	0	0	41.0	90.0

#### 8.1.2 Azioni dinamiche

Le azioni sismiche allo quota appoggi sono:

##### Sisma longitudinale

Forza  
longitudinale H<sub>l</sub> 155 t

##### Sisma trasversale

Forza trasversale  
H<sub>t</sub> 122 t

##### Sisma verticale

Forza verticale  
ΔN 15.50 t

## 8.2 PROGETTO E VERIFICA SPALLA

### 8.2.1 Geometria

Si riportano di seguito prospetti, piante e sezioni afferenti alla pila oggetto di studio.

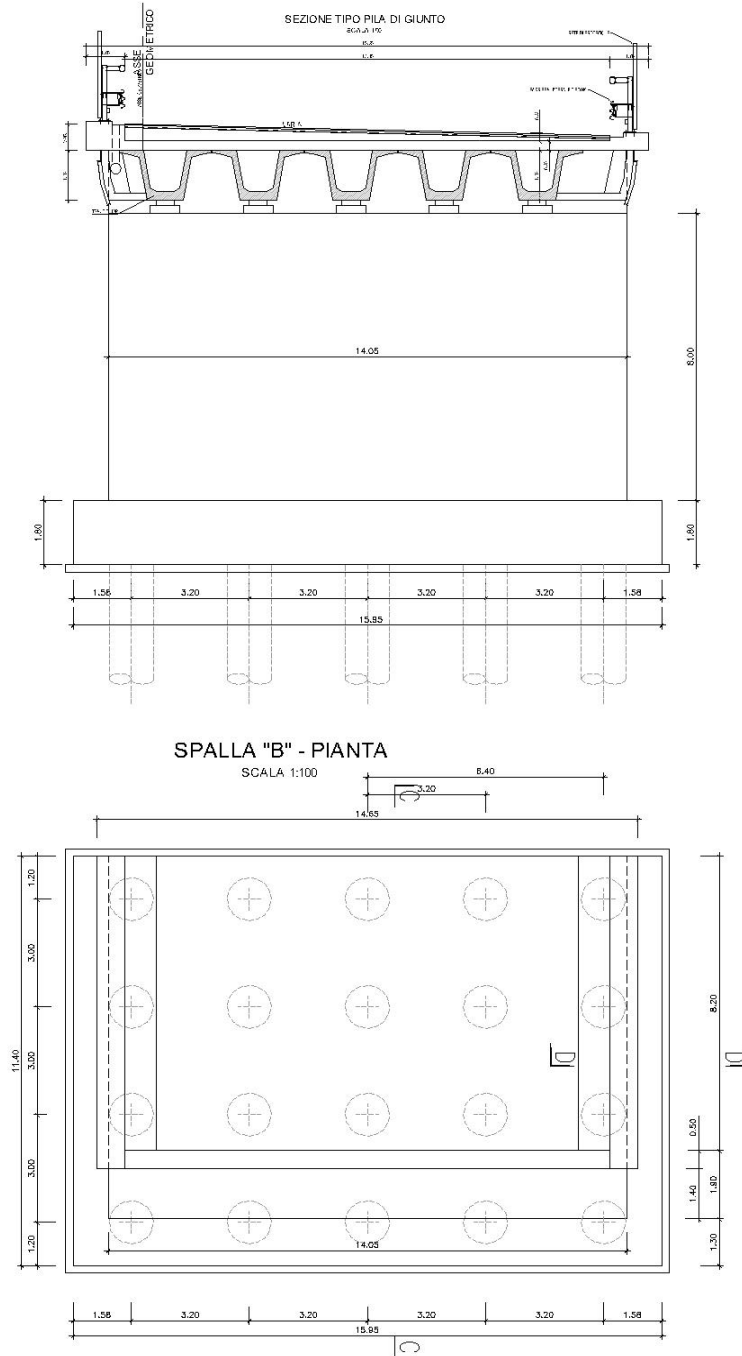


Figura 8-1: prospetto spalla e fondazione.



Il paramento ha altezza pari a 8 m mentre il paraghiaia ha un'altezza variabile perché l'impalcato è in pendenza trasversale, nelle verifiche si assume che l'altezza di calcolo del paraghiaia sia pari all'altezza media che è 2.0 m.

#### Platea di fondazione

Si indica con  $B_{lp}$  la larghezza longitudinale (secondo l'asse viario) della platea e con  $B_{tp}$  la sua larghezza trasversale;  $H_p$  è lo spessore della platea;  $S_p$  è la sporgenza della platea oltre il muro frontale.

Infine si indica con  $e_t$  la distanza trasversale tra l'asse del viadotto e l'asse longitudinale della platea;

tale distanza è positiva se l'asse platea è spostato a dx rispetto all'asse viadotto.

$B_{lp}$ (m)	$B_{tp}$ (m)	$H_p$ (m)	$S_p$ (m)	$e_t$ (m)
11.40	15.95	1.80	1.30	0.00

#### Muro frontale

Si indica con  $B_{lm}$  la larghezza longitudinale (secondo l'asse viario) e con  $B_{tm}$  la larghezza trasversale del muro;  $H_m$  è l'altezza del muro.

$B_{lm}$ (m)	$B_{tm}$ (m)	$H_m$ (m)
1.90	14.05	8.00

#### Paraghiaia

Si indica con  $B_{lpar}$  lo spessore del muro paraghiaia, con  $B_{tpar}$  la larghezza trasversale del muro e con  $H_{par}$  l'altezza del muro paraghiaia al di sopra del muro frontale.

$B_{lpar}$ (m)	$B_{tpar}$ (m)	$H_{par}$ (m)
0.50	14.05	2.00

#### Muri di risvolto

Si indica con  $L_r$  la lunghezza del muro, con  $H_r$  la sua altezza, con  $S_{pt_r}$  lo spessore in testa muro e con  $Pend._r$  la pendenza della parete posteriore del muro.

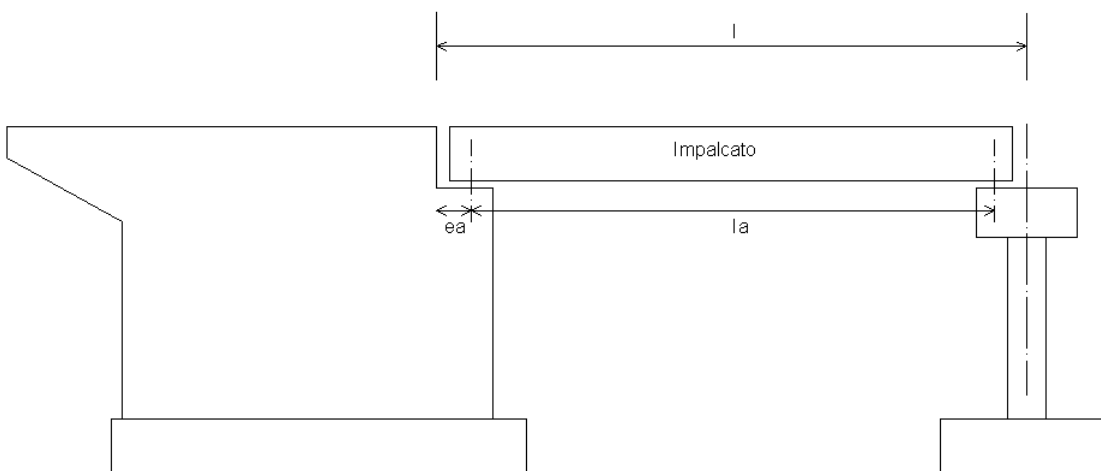
$S_{pt_r}$ (m)	$L_r$ (m)	$H_r$ (m)
0.80	8.20	10.00

Si assume come sistema di riferimento un sistema cartesiano con l'asse y secondo la direzione trasversale dell'impalcato da sx a dx, guardando l'impalcato avendo la spalla dietro le spalle, l'asse x secondo la direzione longitudinale dell'impalcato, con il verso che va

dalla spalla all'impalcato e l'asse z orientato verso il basso.  
 Si adotta la convenzione di indicare i momenti positivi se antiorari.

I parametri maggiormente significativi della campata in esame sono i seguenti :

Interasse pila - spalla (lunghezza campata)	$l =$	30.00	(m)
Interasse appoggi campata	$l_a =$	29.50	(m)
Eccentricità longitudinale asse appoggi	$ea =$	0.65	(m)



## GEOMETRIA PALIFICATA

Numero totale di pali della zattera **20**

**Coordinate pali rispetto al baricentro della zattera**

Pali	X (m)	Y (m)
1	4.50	6.40
2	4.50	3.20
3	4.50	0.00
4	4.50	-3.20
5	4.50	-6.40
6	1.50	6.40
7	1.50	3.20
8	1.50	0.00
9	1.50	-3.20
10	1.50	-6.40
11	-1.50	6.40
12	-1.50	3.20
13	-1.50	0.00

Relazione di calcolo sottostrutture

---

14	-1.50	-3.20
15	-1.50	-6.40
16	-4.50	6.40
17	-4.50	3.20
18	-4.50	0.00
19	-4.50	-3.20
20	-4.50	-6.40

## 8.2.2 Combinazioni di carico

### Stato limite ultimo

Coefficienti moltiplicativi che tengono conto della non contemporaneità delle varie azioni variabili trasmesse dall'impalcato alla spalla

**TABELLA 5.1.VI-** Coefficienti  $\Psi$  per azioni variabili (SLU) - impalcato (Testo unico)

	Coeff. $\Psi$		
	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Accidentali - frenamento	0.75	0.75	0
Vento ponte scarico	0.6	0.2	0
Vento ponte carico	0.6	--	--
Temperatura	0.6	0.6	0.5

**TABELLA 5.2.V** - Coefficienti parziali relativi alle azioni (SLU) - Impalcato (Testo unico)

Parametro		Coeff. parziali $\gamma_f$	
		A1	A2
Permanente sfavorevole	G-	1.35	1.00
	Permanente favorevole	G+	1.00
Variabile sfavorevole Q-	accidentali	1.35	1.15
	vento	1.50	1.30
	ritiro, ...	1.20	1.00
Variabile favorevole Q+	accidentali	0.00	0.00
	vento	0.00	0.00
	ritiro, ...	0.00	0.00

**TABELLA 6.2.I** - Coefficienti parziali relativi alle azioni (SLU) - Terreno (Testo unico)

Parametro		Coeff. parziali $\gamma_f$	
		A1	A2
Permanente sfavorevole	G-	1.40	1.00
	Permanente favorevole	G+	1.00
Variabile sfavorevole	Q-	1.50	1.30
Variabile favorevole	Q+	0.00	0.00

**TABELLA 6.2.II** - Coefficienti parziali per i parametri del terreno (Testo unico)

Parametro	Coeff. parziali $\gamma_m$
-----------	----------------------------

Relazione di calcolo sottostrutture

		M1	M2
Tan. angolo attrito interno	$\tan \phi'_k$	1.00	1.25
Coesione efficace	$c'_k$	1.00	1.25
Coesione non drenata	$c_{uk}$	1.00	1.40
Peso unità di volume	$\gamma$	1.00	1.00

**TABELLA 6.4.I** - Coefficienti parziali per fondazioni superficiali (Testo unico)

**Parametro**

	Coeff. parziali $\gamma_r$		
	R1	R2	R3
Capacità portante	1.00	1.80	2.30
Scorrimento	1.00	1.10	1.10
Stabilità globale	--	1.10	--

## Azioni impalcato

azioni a quota appoggi in asse impalcato (che si suppone coincidere con il punto d

### AZIONI VERTICALI

#### ### CARICHI PERMANENTI

Il peso proprio dell'impalcato gravante sugli appoggi risulta pari a

$$N_{app} = 305.00 \quad t$$

Tale peso genera rispetto al baricentro appoggi un momento longitudinale  $M_l$  pari a

$$M_{t,app} = 0.00 \quad t \cdot m$$

#### ### RITIRO

Come risulta dai calcoli svolti nella relazione dell'impalcato, il ritiro causa una reazione verticale sugli appoggi pari a

$$N_{ritiro} = 0.00 \quad t$$

#### ### GRADIENTE TERMICO

Si considera un gradiente termico pari a

$$\Delta T = 0 \quad ^\circ C \quad (\text{soletta pi\`u calda})$$

Come risulta dai calcoli svolti nella relazione dell'impalcato, il gradiente termico causa una reazione verticale sugli appoggi pari a

$$N_{\Delta T} = 0.00 \quad t$$

#### ### CARICHI ACCIDENTALI

	Disp. trasversale	Colonne
DISPOSIZIONE 1	Max carico verticale N	3
DISPOSIZIONE 2	Max momento trasversale $M_t$	0

Si ricavano per ciascuna disposizione di carichi accidentali i valori del carico verticale e del momento trasversale totali, rispetto all'asse appoggi spalla.

DISP. 1 Max carico verticale N

N (t)	$e_t$ (m)	$M_t$ (t*m)
212.5		331.3

DISP. 2 Max momento trasversale  $M_t$

	N (t)	$e_t$ (m)	$M_t$ (t*m)
	174.5		448.8

**AZIONI ORIZZONTALI**

**### AZIONI TRASVERSALI**

Vento trasversale sull'impalcato

	$H_t$ (t)	$M_t$ (t*m)
(1) Impalcato scarico	41.00	90.00
(2) Impalcato carico	41.00	90.00

**### AZIONI LONGITUDINALI**

Frenamento

La forza è applicata lungo l'asse longitudinale e agisce a livello della pavimentazione.  
Il punto di applicazione della forza sulla spalla è posto ad un'altezza rispetto agli appoggi pari a

$$h = 0.00 \text{ m}$$

$$\text{lunghezza complessiva campate collegate } L = 30 \text{ m}$$

La forza di frenatura  $H_f$  è dunque pari a:

$$H_f = 0.60 \cdot 2 \cdot Q_{1k} + 0.10 \cdot q_{1k} \cdot L = 44.95 \text{ t}$$

e genera un momento longitudinale  $M_f$  pari a:

$$M_f = 0.00 \text{ t*m}$$

### Resistenza parassita dei vincoli - isolatori in gomma armata

Gli appoggi sono isolatori sismici in gomma armata.

Detta  $k$  la rigidezza orizzontale dell'isolatore,  $\Delta T$  la variazione termica uniforme dell'impalcato,  $\Delta T_r$  la variazione termica uniforme equivalente al ritiro e  $\Delta T_v$  quella equivalente alla deformazione viscosa, indicando con  $\alpha$  il coeff. dilatazione termica e con  $d$  la distanza dell'appoggio dall'asse di simmetria longitudinale del viadotto (asse rispetto a cui avvengono le deformazioni), si ha per la forza orizzontale  $H_{\text{appoggio}}$  esercitata sul singolo appoggio:

$$H_{\text{appoggio}} = k \cdot (d \cdot \alpha \cdot (\Delta T + \Delta T_r + \Delta T_v))$$

$$k = 77 \quad \text{t/m}$$

$$d = 45.5 \quad \text{m}$$

$$\alpha = 1.E-05$$

$$\Delta T = 25^\circ$$

$$\Delta T_r = 7^\circ$$

$$\Delta T_v = 0^\circ$$

$$H_{\text{appoggio}} = 1.12 \quad \text{t}$$

$$\text{n}^\circ \text{ appoggi sulla spalla} = 4$$

$$H_{\text{totale}} = 4.48 \quad \text{t}$$

Il punto di applicazione della forza sulla spalla è posto ad un'altezza rispetto agli appoggi pari a

$$h = 0.00 \quad \text{m}$$

e genera un momento longitudinale  $M_{\text{attr}}$  pari a:

$$M_{\text{attr}} = 0.00 \quad \text{t*m}$$

### Resistenza parassita dei vincoli - appoggi in acciaio e PTFE

Gli appoggi sono in acciaio e PTFE, ed il coefficiente di attrito assunto è pari a  $k_{\text{att}} = 0,03$ . Partendo allora dal carico permanente totale gravante sugli appoggi mobili delle campate tra loro collegate, si avrà:

$$\Sigma N_{\text{app}} = 305.00$$

$$H_{\text{vincoli}} = \Sigma N_{\text{app}} \cdot k_{\text{att}} = 9.15 \quad \text{t}$$

Il punto di applicazione della forza sulla spalla è posto ad un'altezza rispetto agli appoggi pari a

$$h = 0.00 \quad \text{m}$$

e genera un momento longitudinale  $M_{\text{attr}}$  pari a:

$$M_{\text{attr}} = 0.00 \quad \text{t*m}$$



**AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO IN CONDIZIONI DI SISMA**

**### SISMA TRASVERSALE**

Si indica con  $h_{bar,p}$  l'altezza del baricentro dei carichi permanenti (punto dove risulta applicata la forza sismica orizzontale) rispetto alla quota degli appoggi

Orizzont.			Vert.
$H_{s,t}$ (t)	$h_{bar,p}$	$M_{s,t}$ (t*m)	$\Delta N_{s,t}$ (t)
122.00	1.15	140.30	15.00

**### SISMA LONGITUDINALE**

Il punto di applicazione della forza sulla spalla è posto ad un'altezza rispetto agli appoggi pari a  $h_{sism,l}$

Orizzont.			Vert.
$H_{s,l}$ (t)	$h_{sism,l}$	$M_{s,l}$ (t*m)	$\Delta N_{s,t}$ (t)
155.00	0.00	0.00	15.00

Si riassumono di seguito le sollecitazioni trasmesse dall'impalcato alla spalla (azioni a quota appoggi e in asse impalcato)

			N t	$H_l$ t	$H_t$ t	$M_l$ t*m	$M_t$ t*m
Esercizio	Permanenti	g1+g2	305.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	Carichi mobili max N	q1+q2	212.5	0.0	0.0	0.0	331.3
	Carichi mobili max $M_t$	q1+q2	174.5	0.0	0.0	0.0	448.8
	Frenamento	q3	0.0	45.0	0.0	0.0	0.0
	Vento impalcato scarico	q5	0.0	0.0	41.0	0.0	90.0
	Vento impalcato carico	q5	0.0	0.0	41.0	0.0	90.0
	Resistenze parassite vincoli	q7	0.0	4.5	0.0	0.0	0.0
Sisma	Sisma longitudinale	q6	0.0	155.0	0.0	0.0	0.0
	Sisma trasversale	q6	0.0	0.0	122.0	0.0	140.3
	Sisma verticale	q6	15.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	Sisma verticale -	q6	-15.0	0.0	0.0	0.0	0.0

### **8.2.3 Spinte del terrapieno**

**AZIONI TRASMESSE DAL TERRENO IN CONDIZIONI NORMALI**

Per il calcolo delle azioni trasmesse dal terreno si assume un peso specifico del terreno  $\gamma_t$ , un angolo di attrito interno  $\phi'$  e un angolo di attrito muro-terreno  $\delta$  pari a:

$$\gamma_t = 1.80 \quad \text{t/m}^3 \qquad \phi' = 36^\circ \qquad \delta = 20^\circ$$

Si calcola poi il coeff. di spinta attiva  $K_a$  dalla relazione di Mononobe e Okabe (componente orizzontale)

$$K_a = 0.221$$

Si assume inoltre che il terreno al di sopra della platea di fondazione della spalla sia gravato da un sovraccarico  $q_s$  pari a:

$$q_s = 2.00 \quad \text{t/m}^2$$

**AZIONI VERTICALI**

Le azioni trasmesse dal terreno alla spalla sono date dal peso del terreno al di sopra della platea,  $Q_t$ , dal peso del sovraccarico agente su quest'ultimo,  $Q_s$ , e dalla componente verticale della spinta attiva, che qui si trascura a favore di sicurezza (ha un effetto stabilizzante nei confronti del ribaltamento).

Ricordando che si indica con  $B_{lp}$  la larghezza longitudinale (secondo l'asse viario) della platea, con  $B_{tp}$  la sua larghezza trasversale, con  $S_p$  la sporgenza della platea oltre il muro frontale, con  $B_{lm,sup}$  lo spessore del muro frontale e con  $H_{m+par}$  l'altezza del muro frontale+paragliaia, con  $S_{pt,r}$ ,  $Pend._r$  e  $H_r$  lo spessore, l'inclinazione posteriore e l'altezza dei muri di risvolto, si ha, con  $e_{Qt}$  ed  $e_{Qs}$  le eccentricità dei carichi  $Q_t$  e  $Q_s$  rispetto al filo anteriore della platea di fondazione:

$B_{lp}$ (m)	$B_{tp}$ (m)	$S_p$ (m)	$B_{lm,sup}$ (m)	$H_{m+par}$ (m)	$S_{pt,r}$ (m)
11.40	15.95	1.30	1.90	10.00	0.80

$Q_t$ (t)	$Q_s$ (t)	$e_{Qt}$ (m)	$e_{Qs}$ (m)
2 118.06	235.34	7.30	7.30

**AZIONI ORIZZONTALI**

Le azioni trasmesse dal terreno alla spalla sono la spinta attiva del terreno a tergo della spalla dovuta al peso del terreno  $\gamma_t$  e al sovraccarico  $q_s$ :

Indicando con  $S_{a,t}$  e  $S_{a,s}$  le forze orizzontali dovute al peso del terreno e al sovraccarico, e con  $e_{Sa,t}$  e  $e_{Sa,s}$  le eccentricità di tali forze rispetto all'intradosso della platea di fondazione, si ha (con  $H_p$  spessore della platea):

$B_{tp}$ (m)	$H_p$ (m)	$H_{m+par}$ (m)	$S_{a,t}$ (t)	$S_{a,s}$ (t)	$e_{Sa,t}$ (m)	$e_{Sa,s}$ (m)
15.95	1.80	10.00	442.15	83.27	3.93	5.90

Riassumendo le varie azioni trasmesse dal terreno alla spalla, sia in condizioni normali che di sisma, considerate agenti sul filo anteriore della fondazione, si ha:

Az. progetto	N (t)	$H_l$ (t)	$H_t$ (t)	$M_l$ (t*m)	$M_t$ (t*m)
Peso terreno sopra platea	2 118.06	0.00	0.00	15 461.84	0.00
Peso sovraccarico	235.34	0.00	0.00	1 717.98	0.00
Spinta attiva terreno	0.00	442.15	0.00	-1 739.11	0.00
Spinta per carico acc.	0.00	83.27	0.00	-491.27	0.00

## **8.2.4 Sintesi azioni (A1+M1)**

**TABELLA 7.2.1** - Coefficienti parziali per i parametri del terreno

Parametro		Coeff. parziali $\gamma_m$	
		M1	M2
Tan. angolo attrito interno	$\tan \phi'_k$	1.00	1.25
Coesione efficace	$c'_k$	1.00	1.25
Coesione non drenata	$c_{iik}$	1.00	1.40
Peso unità di volume	$\gamma$	1.00	1.00

**AZIONI TRASMESSE DAL TERRENO IN CONDIZIONI NORMALI**

Per la condizione di carico M1 i valori di  $\tan \phi'_k$  e  $\gamma_t$  devono essere divisi per i coeff. parziali indicati nella tabella 7.2.1 del D.M.14/09/2005

Per il calcolo delle azioni trasmesse dal terreno si assume dunque un peso specifico del terreno  $\gamma_t$ , un angolo di attrito interno  $\phi'$  e un angolo di attrito muro-terreno  $\delta$  pari a:

$$\gamma_t = 1.80 \quad \text{t/m}^3 \qquad \phi' = 36^\circ \qquad \delta = 20^\circ$$

Si calcola poi il coeff. di spinta attiva  $K_a$  dalla relazione di Mononobe e Okabe (componente orizzontale)

$$K_a = 0.221$$

Si assume inoltre che il terreno al di sopra della platea di fondazione della spalla sia gravato da un sovraccarico  $q_s$  pari a:

$$q_s = 2.00 \quad \text{t/m}^2$$

**AZIONI VERTICALI**

Indicando con  $Q_t$  il peso del terreno al di sopra della platea, con  $Q_s$  il peso del sovraccarico agente sul terreno e con  $e_{Qt}$  ed  $e_{Qs}$  le eccentricità dei carichi  $Q_t$  e  $Q_s$  rispetto al filo anteriore della platea di fondazione, risulta:

$B_{lp}$ (m)	$B_{tp}$ (m)	$S_p$ (m)	$B_{lm,sup}$ (m)	$H_{m+par}$ (m)	$S_{pt,r}$ (m)
11.40	15.95	1.30	1.90	10.00	0.80

$Q_t$ (t)	$Q_s$ (t)	$e_{Qt}$ (m)	$e_{Qs}$ (m)
2 118.06	235.34	7.30	7.30

Per la componente verticale della spinta attiva in esercizio risulta

$S_{av,t}$ (t)	$S_{av,s}$ (t)	$e_{sav,t}$ (m)	$e_{sav,s}$ (m)
160.93	30.31	11.40	11.40

**AZIONI ORIZZONTALI**

Indicando con  $S_{a,t}$  e  $S_{a,s}$  la spinta attiva dovute al peso del terreno e al sovraccarico, e con  $e_{sa,t}$  e  $e_{sa,s}$  le eccentricità di tali forze rispetto all'intradosso della platea di fondazione, si ha:

$B_{tp}$ (m)	$H_p$ (m)	$H_{m+par}$ (m)	$S_{a,t}$ (t)	$S_{a,s}$ (t)	$e_{sa,t}$ (m)	$e_{sa,s}$ (m)
15.95	1.80	10.00	442.15	83.27	3.93	5.90

**AZIONI TRASMESSE DAL TERRENO IN CONDIZIONI DI SISMA**

L'azione sismica viene rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali date dal prodotto delle forze di gravità per un coefficiente sismico (analisi pseudo-statica, Eurocodice parte 5, punto 7.3.2)

Accelerazione al bedrock $a_g$	2.443	$m/s^2$	
$F_0$	2.401		
$T_c^*$	0.328	s	
Coeff. amplificazione topografica $c_t$	1		
Categoria suolo di fondazione	D		
<b>Sisma orizzontale</b>			
$S_s$	1.503		
Coeff. S	1.5032265		
$K_h = a_g/g * S =$	0.3743		Ss
<b>Sisma verticale</b>			
$S_s$	1.000		Ss
Coeff. S	1		
$K_v = a_g/g * S =$	0.2490		

**### SISMA LONGITUDINALE**

In caso di sisma longitudinale orizzontale si ha incremento di spinta sismico del terreno portato. Il coeff. di spinta attiva in condizioni sismiche  $K_{a,s}$ , si calcola, come prescritto dall'Eurocodice parte 5, attraverso la formula di Mononobe e Okabe.  
Riassumendo

$\psi =$	36°	$\delta =$	20°
$\theta^+$ sisma incr. pesi =	17°	$\theta^-$ sisma decr. pesi =	26°

Si calcola poi il coeff. di spinta attiva in condizioni sismiche  $K_{a,s}$  (componente orizzontale)

$K_{a,s} =$	0.370	sisma incremento pesi
$K_{a,s} =$	0.520	sisma decremento pesi

da cui si calcola l'incremento di spinta del terreno durante il sisma  $\Delta S_{a,t}$ .

Ricordando

$B_{tp}$ (m)	$H_p$ (m)	$H_m$ (m)	$H_{par}$ (m)
15.95	1.80	8.00	2.00

$\Delta S_{a,t}$ (t)	$e_{sa,t}$ (t*m)	$\Delta M_{sa,t}$ (t*m)
481.98	5.90	-2843.70

sisma incremento pesi

$\Delta S_{a,t}$ (t)	$e_{sa,t}$ (t*m)	$\Delta M_{sa,t}$ (t*m)
338.10	5.90	-1994.81

sisma decremento pesi

Si ha inoltre la forza d'inerzia  $F_{iqt}$  che si trasmette per attrito alla platea di fondazione, e la forza d'inerzia verticale  $\Delta Q_{s,t}$ , derivanti dal terreno al di sopra della platea di fondazione.

orizzontale			verticale
$F_{iqt}$ (t)	$e_{Fiqt}$ (m)	$M_{Fiqt}$ (t*m)	$\Delta Q_{s,t}$ (t)
792.80	6.80	-5391.02	527.40

### ### SISMA TRASVERSALE

In caso di sisma trasversale non si ha incremento sismico di spinta sul terreno portato. Sono presenti invece la forza d'inerzia  $F_{iQt}$  orizzontale e la forza d'inerzia verticale  $\Delta Q_{s,t}$  derivanti dal terreno al di sopra della platea di fondazione.

orizzontale			verticale
$F_{iQt}$ (t)	$e_{FiQt}$ (m)	$M_{FiQt}$ (t*m)	$\Delta Q_{s,t}$ (t)
792.80	6.80	5391.02	527.40

Riassumendo le varie azioni trasmesse dal terreno alla spalla, sia in condizioni normali che di sisma, considerate agenti sul filo anteriore della fondazione, si ha:

Az. progetto	N (t)	$H_l$ (t)	$H_t$ (t)	$M_l$ (t*m)	$M_t$ (t*m)
Peso terreno sopra platea	2 118.06	0.00	0.00	15 461.84	0.00
Peso sovraccarico	235.34	0.00	0.00	1 717.98	0.00
Spinta attiva terreno	160.93	442.15	0.00	95.47	0.00
Spinta per carico acc.	30.31	83.27	0.00	-145.78	0.00
Sisma long. orizz.incr. peso	0.00	1 274.78	0.00	-8 234.72	0.00
Sisma long. orizz.decr. peso	0.00	1 130.90	0.00	-7 385.83	0.00
Sisma trasv. orizzontale	0.00	0.00	792.80	0.00	5 391.02
Sisma vert. incr. peso	527.40	0.00	0.00	3 850.00	0.00
Sisma vert. decr. peso	-527.40	0.00	0.00	-3 850.00	0.00



## 8.2.5 Sintesi azioni (A2+M2)

**TABELLA 7.2.1** - Coefficienti parziali per i parametri del terreno

Parametro		Coeff. parziali $\gamma_m$	
		M1	M2
Tan. angolo attrito interno	$\tan \phi'_k$	1.00	1.25
Coesione efficace	$c'_k$	1.00	1.25
Coesione non drenata	$c_{ik}$	1.00	1.40
Peso unità di volume	$\gamma$	1.00	1.00

### AZIONI TRASMESSE DAL TERRENO IN CONDIZIONI NORMALI

Per la condizione di carico M2 i valori di  $\tan \phi'_k$  e  $\gamma_t$  devono essere divisi per i coeff. parziali indicati nella tabella 7.2.1 del D.M.14/09/2005

Per il calcolo delle azioni trasmesse dal terreno si assume dunque un peso specifico del terreno  $\gamma_t$ , un angolo di attrito interno  $\phi'$  e un angolo di attrito muro-terreno  $\delta$  pari a:

$$\gamma_t = 1.80 \quad \text{t/m}^3 \quad \phi' = 30^\circ \quad \delta = 17^\circ$$

Si calcola poi il coeff. di spinta attiva  $K_a$  dalla relazione di Mononobe e Okabe (componente orizzontale)

$$K_a = 0.285$$

Si assume inoltre che il terreno al di sopra della platea di fondazione della spalla sia gravato da un sovraccarico  $q_s$  pari a:

$$q_s = 2.00 \quad \text{t/m}^2$$

### AZIONI VERTICALI

Indicando con  $Q_t$  il peso del terreno al di sopra della platea, con  $Q_s$  il peso del sovraccarico agente sul terreno e con  $e_{Qt}$  ed  $e_{Qs}$  le eccentricità dei carichi  $Q_t$  e  $Q_s$  rispetto al filo anteriore della platea di fondazione, risulta:

$B_{lp}$ (m)	$B_{tp}$ (m)	$S_p$ (m)	$B_{lm,sup}$ (m)	$H_{m+par}$ (m)	$Spt_r$ (m)
11.40	15.95	1.30	1.90	10.00	0.80

$Q_t$ (t)	$Q_s$ (t)	$e_{Qt}$ (m)	$e_{Qs}$ (m)
2118.06	235.34	7.30	7.30

Per la componente verticale della spinta attiva in esercizio risulta

$S_{av,t}$ (t)	$S_{av,s}$ (t)	$e_{Sav,t}$ (m)	$e_{Sav,s}$ (m)
171.62	32.32	11.40	11.40

**AZIONI ORIZZONTALI**

Indicando con  $S_{a,t}$  e  $S_{a,s}$  la spinta attiva dovuta al peso del terreno e al sovraccarico, e con  $e_{Sa,t}$  e  $e_{Sa,s}$  le eccentricità di tali forze rispetto all'intradosso della platea di fondazione, si ha:

$B_{tp}$ (m)	$H_p$ (m)	$H_{m+par}$ (m)	$S_{a,t}$ (t)	$S_{a,s}$ (t)	$e_{Sa,t}$ (m)	$e_{Sa,s}$ (m)
15.95	1.80	10.00	569.88	107.32	3.93	5.90

**AZIONI TRASMESSE DAL TERRENO IN CONDIZIONI DI SISMA**

Riassumendo per i coeff. sismici risulta:

$$K_h = 0.3743$$

$$K_v = 0.2490$$

**### SISMA LONGITUDINALE**

In caso di sisma longitudinale orizzontale si ha incremento di spinta sismico del terreno portato. Il coeff. di spinta attiva in condizioni sismiche  $K_{a,s}$ , si calcola, come prescritto dall'Eurocodice parte 5, attraverso la formula di Mononobe e Okabe.

Riassumendo

$$\phi^+ = 30^\circ$$

$$\delta = 17^\circ$$

$$\theta^+ \text{ sisma incr. pesi} = 17^\circ$$

$$\theta^- \text{ sisma decr. pesi} = 26^\circ$$

Si calcola poi il coeff. di spinta attiva in condizioni sismiche  $K_{a,s}$  (componente orizzontale)

$$K_{a,s} = 0.468 \quad \text{sisma incremento pesi}$$

$$K_{a,s} = 0.708 \quad \text{sisma decremento pesi}$$

da cui si calcola l'incremento di spinta del terreno durante il sisma  $\Delta S_{a,t}$ .

Ricordando

$B_{tp}$ (m)	$H_p$ (m)	$H_m$ (m)	$H_{par}$ (m)
15.95	1.80	8.00	2.00

$\Delta S_{a,t}$ (t)	$e_{Sa,t}$ (t*m)	$\Delta M_{Sa,t}$ (t*m)
599.38	5.90	-3536.37

sisma incremento pesi

$\Delta S_{a,t}$ (t)	$e_{Sa,t}$ (t*m)	$\Delta M_{Sa,t}$ (t*m)
493.11	5.90	-2909.33

sisma decremento pesi

Si ha inoltre la forza d'inerzia  $F_{iQt}$  che si trasmette per attrito alla platea di fondazione, e la forza d'inerzia verticale  $\Delta Q_{s,t}$ , derivanti dal terreno al di sopra della platea di fondazione.

orizzontale			verticale
$F_{iQt}$ (t)	$e_{FiQt}$ (m)	$M_{FiQt}$ (t*m)	$\Delta Q_{s,t}$ (t)
792.80	6.80	-5391.02	527.40

### ### SISMA TRASVERSALE

In caso di sisma trasversale non si ha incremento sismico di spinta sul terreno portato. Sono presenti invece la forza d'inerzia  $F_{iQt}$  orizzontale e la forza d'inerzia verticale  $\Delta Q_{s,t}$  derivanti dal terreno al di sopra della platea di fondazione.

orizzontale			verticale
$F_{iQt}$ (t)	$e_{FiQt}$ (m)	$M_{FiQt}$ (t*m)	$\Delta Q_{s,t}$ (t)
792.80	6.80	5391.02	527.40

Riassumendo le varie azioni trasmesse dal terreno alla spalla, sia in condizioni normali che di sisma, considerate agenti sul filo anteriore della fondazione, si ha:

Az. progetto	N (t)	$H_l$ (t)	$H_t$ (t)	$M_l$ (t*m)	$M_t$ (t*m)
Peso terreno sopra platea	2 118.06	0.00	0.00	15 461.84	0.00
Peso sovraccarico	235.34	0.00	0.00	1 717.98	0.00
Spinta attiva terreno	171.62	569.88	0.00	-285.12	0.00
Spinta per carico acc.	32.32	107.32	0.00	-264.76	0.00
Sisma long. orizz.incr. peso	0.00	1 392.18	0.00	-8 927.39	0.00
Sisma long. orizz.decr. peso	0.00	1 285.90	0.00	-8 300.35	0.00
Sisma trasv. orizzontale	0.00	0.00	792.80	0.00	5 391.02
Sisma vert. incr. peso	527.40	0.00	0.00	3 850.00	0.00
Sisma vert. decr. peso	-527.40	0.00	0.00	-3 850.00	0.00

### 8.2.6 Verifica di resistenza della spalla

Le azioni per la verifica della spalla (muro frontale) sono mostrate di seguito; in particolare la verifica a pressoflessione risulta soddisfatta con  $\varnothing 26/15$ . La verifica è consegnata alle figure seguenti.

#### Muro frontale

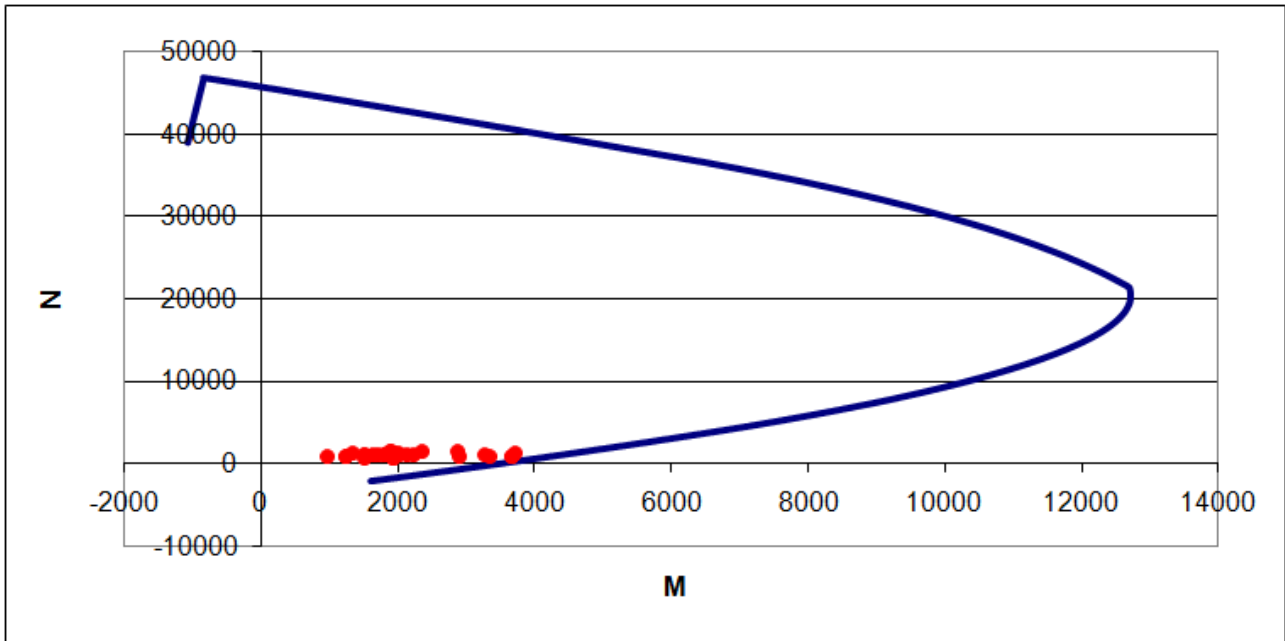
Altezza sezione	190	cm
Larghezza sezione	1 405	cm
Copriferro armatura compressa	5	cm
Copriferro armatura tesa	5	cm
Area armatura compressa	249	cm <sup>2</sup>
Area armatura tesa	497	cm <sup>2</sup>
Rck calcestruzzo	400	kg/cm <sup>2</sup>
Modulo elastico caratteristico acciaio	2 000 060	kg/cm <sup>2</sup>
Tensione caratt. snervamento acciaio	4 400	kg/cm <sup>2</sup>

Azioni al baricentro della sezione di spiccatto del muro

Momenti longitudinali positivi se ribaltanti

Coeff. sicurezza  $\eta$  a eccentricità costante (per la verifica a pressoflessione deve essere  $\Rightarrow 1$ )

**Eccentricità rottura bilanciata**    0.592    m



	Comb	N	M <sub>I</sub>	C.s. $\eta$ $\geq 1$	Eccentr. calcolo m	Tipo rottura
		t	t*m			
Esercizio	1	1 495.3	1 902.7	4.48	1.272	Duttile
	2	1 444.0	1 892.4	4.37	1.311	Duttile
	3	1 160.9	1 518.2	5.46	1.308	Duttile
	4	1 109.6	1 507.9	5.31	1.359	Duttile
	5	1 118.4	1 829.3	3.71	1.636	Duttile
	6	1 074.7	1 820.6	3.62	1.694	Duttile
	7	1 118.4	1 829.3	3.71	1.636	Duttile
	8	1 074.7	1 820.6	3.62	1.694	Duttile
	9	1 423.5	2 885.6	2.00	2.027	Duttile
	10	1 385.1	2 366.1	2.76	1.708	Duttile
	11	1 089.2	1 989.4	3.12	1.826	Duttile
	12	1 050.7	1 981.7	3.06	1.886	Duttile
	13	1 057.3	2 127.3	2.73	2.012	Duttile
	14	1 024.5	1 810.6	3.52	1.767	Duttile
	15	1 057.3	1 709.9	4.00	1.617	Duttile
	16	1 024.5	2 224.1	2.49	2.171	Duttile
	17	1 208.4	1 353.3	7.10	1.120	Duttile
	18	874.0	968.8	10.00	1.108	Duttile
	19	874.0	1 238.2	6.22	1.417	Duttile
	20	874.0	1 238.2	6.22	1.417	Duttile
Sisma	21	1 255.4	3 711.4	1.29	2.956	Duttile
	22	921.0	3 348.2	1.33	3.635	Duttile
	23	1 161.4	3 259.9	1.50	2.807	Duttile
	24	827.0	2 896.8	1.56	3.503	Duttile
	29	1 365.1	1 997.5	3.74	1.463	Duttile
	30	1 030.7	1 634.4	4.26	1.586	Duttile
	31	1 051.7	1 873.2	3.38	1.781	Duttile
	32	717.3	1 510.1	3.74	2.105	Duttile
	35	827.0	3 656.5	1.16	4.421	Duttile
	36	827.0	3 656.5	1.16	4.421	Duttile
	41	1 118.0	2 015.1	3.11	1.803	Duttile
	42	1 000.7	2 015.1	2.88	2.014	Duttile
	43	717.3	1 926.5	2.58	2.686	Duttile
	44	717.3	1 926.5	2.58	2.686	Duttile

### 8.2.7 Verifica a fessurazione della spalla

Nelle condizioni di SLE combinazione frequente e quasi permanente, individuate come di seguito:

Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

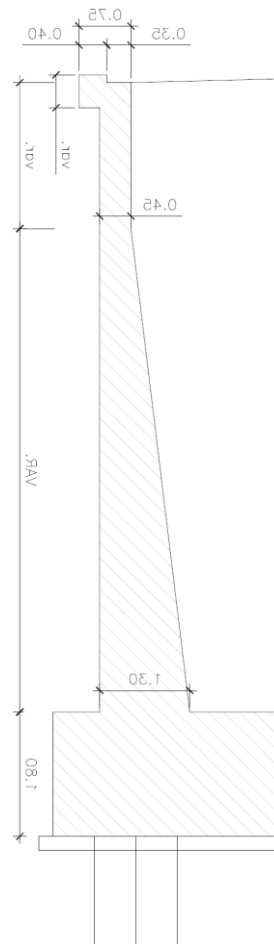
$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_k$ di combinazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
Vento $q_3$	4 (folla)	----	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
Neve $q_3$	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Temperatura	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
	$T_k$	0,6	0,6	0,5

si ha che la tensione massima nelle barre di armatura per ogni condizione è inferiore a 160 MPa; con ciò la verifica a fessurazione è implicitamente soddisfatta.

### 8.3 VERIFICA DEI MURI DI RISVOLTO

I muri di risvolto della spalla B sono realizzati in cemento armato con un primo tratto di altezza variabile fino ad un massimo di 2.5 m avente spessore costante e pari a 0.45 m e poi c'è un tratto di altezza pari a 8.0 m in cui lo spessore aumenta con la profondità fino ad un massimo di 1.30 m. Il muro viene calcolato come una mensola incastrata alla base su cui è applicata la spinta del terreno in quiete, la sovraspinta associata al carico accidentale di 20 kN/mq in sommità e l'azione sismica.



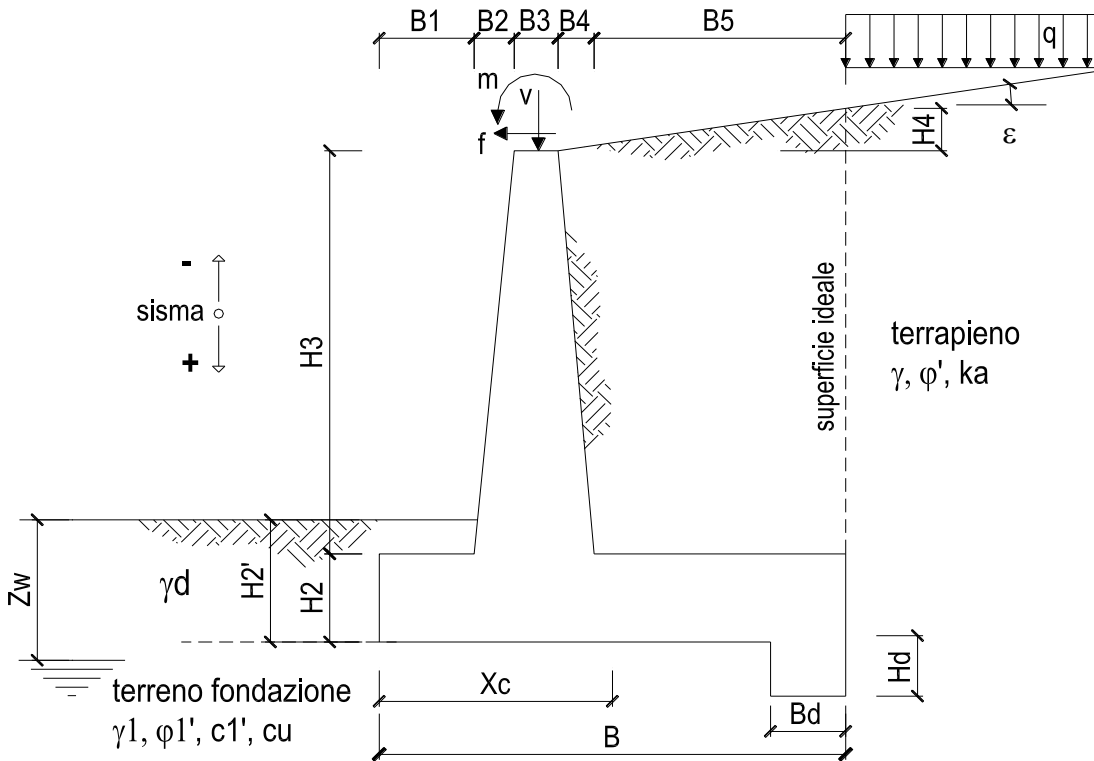
#### 8.3.1 Spessore 45 cm

Il tratto di spessore costante è analogo a quello della spalla A, pertanto si rimanda al paragrafo 7.3.1 per le analisi e le verifiche.



### 8.3.2 Spessore 130 cm

Si riporta di seguito la verifica del muro di risvolto nel tratto sommitale di spessore variabile ed altezza massima 8.0 m.



#### DATI DI PROGETTO:

##### Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	8.00	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.45	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.85	(m)

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	altro
Permanenti	favorevole	$\gamma_G$	0.90	1.00	1.00	1.00	1.10
	sfavorevole		1.10	1.35	1.00	1.00	1.10
Variabili	favorevole	$\gamma_Q$	0.00	0.00	0.00	0.00	1.10
	sfavorevole		1.45	1.45	1.25	1.00	1.10

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	altro
angolo d'attrito	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1.00	1.25	1.00	1.00
coesione	$c'_k$	$\gamma_c$	1.00	1.25	1.00	1.00
resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40	1.00	1.00
peso unità di volume	$\gamma$	$\gamma_r$	1.00	1.00	1.00	1.00

Dati Geotecnici		valori caratteristici		valori di progetto		
		SLE		STR/GEO	EQU	
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	$\varphi'$	35.00	35.00	29.26
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma$	18.00	18.00	18.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	$\delta$	21.00	21.00	17.55

Dati Sismici	Accelerazione sismica	$a_g/g$	0.225	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	$S_S$	1.198	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	$S_T$	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	$\beta_s$	0.28	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	$k_h$	0.075474	(-)
	Coefficiente sismico verticale	$k_v$	0.0377	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare			<input type="radio"/> si

		SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	$k_a$	0.245		0.245		0.307
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	$k_{as+}$	0.288		0.288		0.356
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	$k_{as-}$	0.291		0.291		0.360
	Coeff. Di Spinta Passiva	$k_p$	3.690		3.690		2.912
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	$k_{ps+}$	3.548		3.548		2.785
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	$k_{ps-}$	3.537		3.537		2.774

Si assume che in testa al muro agisca come carico verticale il peso del tratto di muro di spessore costante.

Carichi Agenti		valori caratteristici		valori di progetto		
		SLE - sisma		STR/GEO	EQU	
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m <sup>2</sup> )	$q_p$	45.00	60.75	21.60
	Sovraccarico su zattera di monte <input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no					
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	$f_p$	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	$v_p$	28.13	28.13	25.31
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	$m_p$	0.00	0.00	0.00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m <sup>2</sup> )	$q$	20.00	29.00	29.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	$f$	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	$v$	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	$m$	0.00	0.00	0.00
Coefficienti di combinazione	condizione rara $\Psi_1$	1.00	condizione quasi permanente $\Psi_2$	0.00		
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m <sup>2</sup> )	$q_s$	4.00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	$f_s$	0.00		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	$v_s$	0.00		
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	$m_s$	0.00		

**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**

**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

$$M_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3$$

$$M_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{orizz.}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a_{orizz.}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad o \cdot h/3$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{ext} = m + f \cdot h$$

$$M_{inerzia} = \Sigma P m_i \cdot b_i \cdot kh$$

$$N_{ext} = v$$

$$N_{pp+inerzia} = \Sigma P m_i \cdot (1 \pm kv)$$

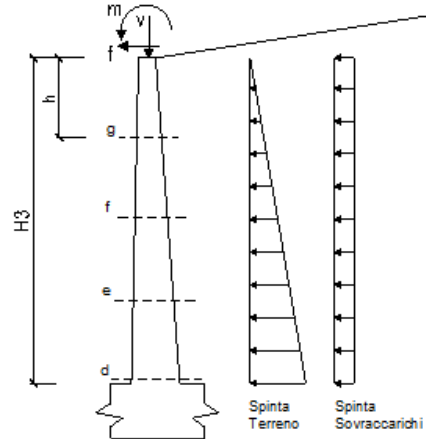
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

$$V_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{orizz.}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a_{orizz.}}) \cdot h^2$$

$$V_q = K_{a_{orizz.}} \cdot q \cdot h$$

$$V_{ext} = f$$

$$V_{inerzia} = \Sigma P m_i \cdot kh$$



**condizione statica**

sezione	h	Mt	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	8.00	473.80	656.22	0.00	1130.02	28.13	175.00	203.13
e-e	6.00	199.88	369.13	0.00	569.01	28.13	115.31	143.44
f-f	4.00	59.22	164.06	0.00	223.28	28.13	66.25	94.38
g-g	2.00	7.40	41.01	0.00	48.42	28.13	27.81	55.94

sezione	h	Vt	Vq	V <sub>ext</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	8.00	177.67	164.06	0.00	341.73
e-e	6.00	99.94	123.04	0.00	222.98
f-f	4.00	44.42	82.03	0.00	126.45
g-g	2.00	11.10	41.01	0.00	52.12

**condizione sismica +**

sezione	h	M <sub>t stat</sub>	M <sub>t sism</sub>	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp+inerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	8.00	350.96	123.60	420.91	0.00	44.28	939.75	28.13	181.60	209.73
e-e	6.00	148.06	52.14	236.76	0.00	22.50	459.47	28.13	119.66	147.79
f-f	4.00	43.87	15.45	105.23	0.00	8.93	173.48	28.13	68.75	96.88
g-g	2.00	5.48	1.93	26.31	0.00	1.97	35.69	28.13	28.86	56.99

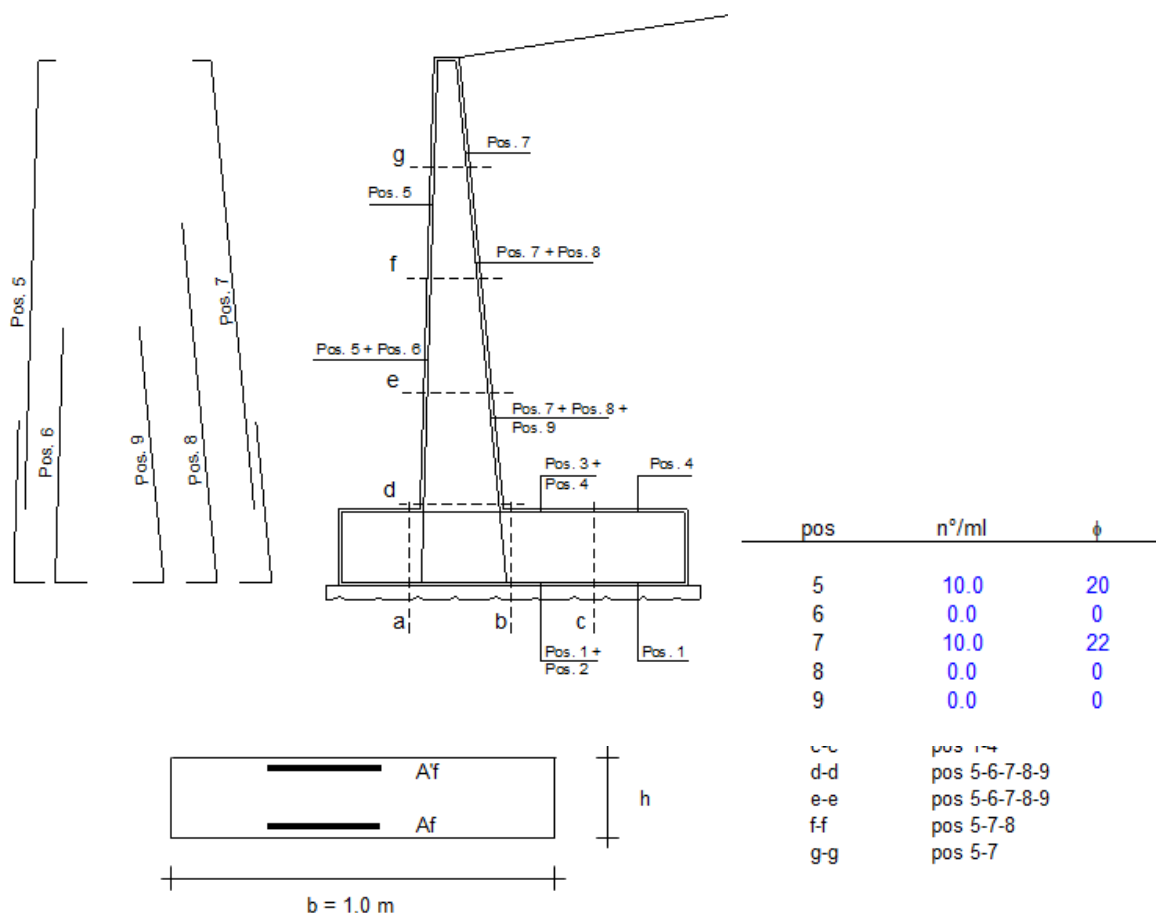
sezione	h	V <sub>t stat</sub>	V <sub>t sism</sub>	Vq	V <sub>ext</sub>	V <sub>inerzia</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	8.00	131.61	30.90	105.23	0.00	13.21	280.95
e-e	6.00	74.03	17.38	78.92	0.00	8.70	179.04
f-f	4.00	32.90	7.72	52.61	0.00	5.00	98.24
g-g	2.00	8.23	1.93	26.31	0.00	2.10	38.56

condizione sismica -

sezione	h	Mt <sub>stat</sub>	Mt <sub>sism</sub>	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp+inerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	8.00	350.96	81.70	426.27	0.00	44.28	903.21	28.13	168.40	196.53
e-e	6.00	148.06	34.47	239.78	0.00	22.50	444.80	28.13	110.96	139.09
f-f	4.00	43.87	10.21	106.57	0.00	8.93	169.58	28.13	63.75	91.88
g-g	2.00	5.48	1.28	26.64	0.00	1.97	35.37	28.13	26.76	54.89

sezione	h	Vt <sub>stat</sub>	Vt <sub>sism</sub>	Vq	V <sub>ext</sub>	V <sub>inerzia</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	8.00	131.61	20.43	106.57	0.00	13.21	271.81
e-e	6.00	74.03	11.49	79.93	0.00	8.70	174.15
f-f	4.00	32.90	5.11	53.28	0.00	5.00	96.29
g-g	2.00	8.23	1.28	26.64	0.00	2.10	38.24

SCHEMA DELLE ARMATURE



(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Sez.	V <sub>Ed</sub>	h	V <sub>rd</sub>	∅ staffe	i orizz.	i vert.	θ	V <sub>Rsd</sub>	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
d - d	341.73	1.30	455.68	10	20	20	21.8	2140.17	Armatura a taglio non necessaria
e - e	222.98	1.09	407.27	10	20	20	21.8	1772.81	Armatura a taglio non necessaria
f - f	126.45	0.88	357.13	10	20	20	21.8	1405.46	Armatura a taglio non necessaria
g - g	52.12	0.66	303.92	10	20	20	21.8	1038.10	Armatura a taglio non necessaria

**condizione Frequente**

Sez.	M	N	h	A <sub>f</sub>	A' <sub>f</sub>	σ <sub>c</sub>	σ <sub>f</sub>	w <sub>k</sub>	w <sub>amm</sub>
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm)
d - d	826.22	203.13	1.30	38.01	31.42	4.06	165.52	0.176	0.200
e - e	415.39	143.44	1.09	38.01	31.42	2.76	98.95	0.092	0.200
f - f	162.68	94.38	0.88	38.01	31.42	1.57	46.75	0.044	0.200
g - g	35.19	55.94	0.66	38.01	31.42	0.57	10.83	0.009	0.200

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

**condizione Quasi Permanente**

Sez.	M	N	h	A <sub>f</sub>	A' <sub>f</sub>	σ <sub>c</sub>	σ <sub>f</sub>	w <sub>k</sub>	w <sub>amm</sub>
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm)
d - d	679.99	203.13	1.30	38.01	31.42	3.36	132.09	0.124	0.200
e - e	333.14	143.44	1.09	38.01	31.42	2.23	76.12	0.071	0.200
f - f	126.13	94.38	0.88	38.01	31.42	1.23	33.87	0.032	0.200
g - g	26.05	55.94	0.66	38.01	31.42	0.43	6.56	0.005	0.200

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

**Condizione Statica**

Sez.	M	N	h	A <sub>f</sub>	A' <sub>f</sub>	σ <sub>c</sub>	σ <sub>f</sub>
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )
d - d	826.22	203.13	1.30	38.01	31.42	4.06	165.52
e - e	415.39	143.44	1.09	38.01	31.42	2.76	98.95
f - f	162.68	94.38	0.88	38.01	31.42	1.57	46.75
g - g	35.19	55.94	0.66	38.01	31.42	0.57	10.83

**Condizione Sismica**

Sez.	M	N	h	A <sub>f</sub>	A' <sub>f</sub>	σ <sub>c</sub>	σ <sub>f</sub>
------	---	---	---	----------------	-----------------	----------------	----------------

## Relazione di calcolo sottostrutture

(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )
d - d	939.75	196.53	1.30	38.01	31.42	4.60	192.27
e - e	459.47	139.09	1.09	38.01	31.42	3.03	111.70
f - f	173.48	91.88	0.88	38.01	31.42	1.67	50.85
g - g	35.69	54.89	0.66	38.01	31.42	0.58	11.17

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

## 8.4 PROGETTO E VERIFICA FONDAZIONE

### 8.4.1 Ripartizione forze nei pali

#### Zattera di fondazione

Numero totale dei pali  $N_p = 20$

Dimensioni platea di fondazione (m)

X	Y	Z
11.40	15.95	1.80

Area fondazione 181.83 m<sup>2</sup>

Baric. platea di fondazione - origine sistema di riferimento (m)

X	Y
0.00	0.00

Baricentro palificata

X <sub>G</sub>	Y <sub>G</sub>
0.00	0.00

Si assimila la fondazione a un corpo rigido sollecitato da sforzi puntuali, ovvero i pali. In tal caso gli sforzi sui pali sono unicamente funzione della distanza dal baricentro della palificata.

Momento d'inerzia fondazione rispetto al baricentro palificata (m<sup>2</sup>)

J <sub>i</sub>	J <sub>t</sub>
225	409.6

Coordinate pali rispetto al baricentro platea (X,Y) e al baricentro palificata (X<sub>G</sub>,Y<sub>G</sub>):

Pali	X (m)	Y (m)	X <sub>Gi</sub> (m)	Y <sub>Gi</sub> (m)	W <sub>i</sub> (m)	W <sub>t</sub> (m)
1	4.50	6.40	4.50	6.40	50.00	64.00
2	4.50	3.20	4.50	3.20	50.00	128.00
3	4.50	0.00	4.50	0.00	50.00	Infinito
4	4.50	-3.20	4.50	-3.20	50.00	-128.00
5	4.50	-6.40	4.50	-6.40	50.00	-64.00
6	1.50	6.40	1.50	6.40	150.00	64.00
7	1.50	3.20	1.50	3.20	150.00	128.00
8	1.50	0.00	1.50	0.00	150.00	Infinito
9	1.50	-3.20	1.50	-3.20	150.00	-128.00
10	1.50	-6.40	1.50	-6.40	150.00	-64.00
11	-1.50	6.40	-1.50	6.40	-150.00	64.00
12	-1.50	3.20	-1.50	3.20	-150.00	128.00
13	-1.50	0.00	-1.50	0.00	-150.00	Infinito
14	-1.50	-3.20	-1.50	-3.20	-150.00	-128.00
15	-1.50	-6.40	-1.50	-6.40	-150.00	-64.00
16	-4.50	6.40	-4.50	6.40	-50.00	64.00
17	-4.50	3.20	-4.50	3.20	-50.00	128.00
18	-4.50	0.00	-4.50	0.00	-50.00	Infinito
19	-4.50	-3.20	-4.50	-3.20	-50.00	-128.00
20	-4.50	-6.40	-4.50	-6.40	-50.00	-64.00
21						

Relazione di calcolo sottostrutture

Riferendo le azioni esterne al baricentro della palificata, quota intradosso platea, si ha:

$$M_l = M_{l, \text{filo\_platea}} - (N * e_{l, \text{pali}})$$

$$e_{l, \text{pali}} = 5.70 \text{ m}$$

	Comb	N	H <sub>l</sub>	H <sub>t</sub>	M <sub>l</sub>	M <sub>t</sub>
		t	t	t	t*m	t*m
Esercizio	1	6 689.0	747.1	36.9	-4.6	889.8
	2	6 637.7	747.1	36.9	182.7	1 048.4
	3	4 984.6	570.3	36.9	-326.4	889.8
	4	4 933.3	570.3	36.9	-139.1	1 048.4
	5	4 902.3	712.1	32.0	-788.7	764.5
	6	4 856.0	680.8	32.0	-459.6	899.7
	7	4 902.3	712.1	32.0	-788.7	764.5
	8	4 856.0	680.8	32.0	-459.6	899.7
	9	6 617.3	807.8	36.9	-337.6	778.0
	10	6 578.8	807.8	36.9	-197.1	897.0
	11	4 912.9	631.0	36.9	-659.3	778.0
	12	4 874.4	631.0	36.9	-518.9	897.0
	13	4 841.2	750.9	32.0	-945.7	669.3
	14	4 805.8	680.8	32.0	-276.5	770.7
	15	4 841.2	763.8	32.0	-1 072.3	669.3
	16	4 805.8	732.5	32.0	-783.1	770.7
	17	6 003.7	619.0	0.0	987.1	0.0
	18	4 299.2	442.1	0.0	665.3	0.0
	19	4 309.9	569.9	0.0	223.8	0.0
	20	4 309.9	569.9	0.0	223.8	0.0
Sisma	21	6 136.3	2 690.8	467.0	-11 300.2	2 741.5
	22	4 431.9	2 514.0	467.0	-11 622.0	2 741.5
	23	5 712.8	2 546.9	467.0	-10 460.4	2 741.5
	24	4 008.4	2 370.1	467.0	-10 782.2	2 741.5
	25	6 136.3	1 240.5	1 556.8	-2 784.5	9 138.5
	26	4 431.9	1 063.7	1 556.8	-3 106.3	9 138.5
	27	5 712.8	1 197.4	1 556.8	-2 538.9	9 138.5
	28	4 008.4	1 020.5	1 556.8	-2 860.7	9 138.5
	29	6 445.8	1 240.5	467.0	-3 069.2	2 741.5
	30	4 741.3	1 063.7	467.0	-3 391.0	2 741.5
	31	5 034.2	1 197.4	467.0	-2 844.9	2 741.5
	32	3 329.8	1 020.5	467.0	-3 166.6	2 741.5
	33	4 600.8	2 759.1	467.0	-12 503.0	2 741.5
	34	4 600.8	2 759.1	467.0	-12 503.0	2 741.5
	35	4 019.1	2 652.8	467.0	-12 138.2	2 741.5
	36	4 019.1	2 652.8	467.0	-12 138.2	2 741.5
	37	4 600.8	1 226.6	1 556.8	-3 502.5	9 138.5
	38	4 600.8	1 226.6	1 556.8	-3 502.5	9 138.5
	39	4 019.1	1 194.8	1 556.8	-3 576.6	9 138.5
	40	4 019.1	1 194.8	1 556.8	-3 576.6	9 138.5
	41	5 279.4	1 226.6	467.0	-3 196.5	2 741.5
	42	5 249.4	1 226.6	467.0	-3 087.0	2 741.5
	43	3 340.4	1 194.8	467.0	-3 882.5	2 741.5
	44	3 340.4	1 194.8	467.0	-3 882.5	2 741.5



Per determinare il taglio massimo agente sui pali si dividono gli sforzi taglianti per il numero di pali della fondazione:

	Comb	Soll. a quota intradosso platea		$T_l$ (t)	$T_t$ (t)	$T_{max}$ (t)
		$H_l$ (t)	$H_t$ (t)			
Esercizio	1	747.1	36.9	37.36	1.85	37.40
	2	747.1	36.9	37.36	1.85	37.40
	3	570.3	36.9	28.51	1.85	28.57
	4	570.3	36.9	28.51	1.85	28.57
	5	712.1	32.0	35.60	1.60	35.64
	6	680.8	32.0	34.04	1.60	34.08
	7	712.1	32.0	35.60	1.60	35.64
	8	680.8	32.0	34.04	1.60	34.08
	9	807.8	36.9	40.39	1.85	40.43
	10	807.8	36.9	40.39	1.85	40.43
	11	631.0	36.9	31.55	1.85	31.60
	12	631.0	36.9	31.55	1.85	31.60
	13	750.9	32.0	37.54	1.60	37.58
	14	680.8	32.0	34.04	1.60	34.08
	15	763.8	32.0	38.19	1.60	38.22
	16	732.5	32.0	36.63	1.60	36.66
	17	619.0	0.0	30.95	0.00	30.95
	18	442.1	0.0	22.11	0.00	22.11
	19	569.9	0.0	28.49	0.00	28.49
	20	569.9	0.0	28.49	0.00	28.49
Sisma	19	2690.8	467.0	134.54	23.35	136.55
	20	2514.0	467.0	125.70	23.35	127.85
	21	2546.9	467.0	127.35	23.35	129.47
	22	2370.1	467.0	118.50	23.35	120.78
	23	1240.5	1556.8	62.03	77.84	99.53
	24	1063.7	1556.8	53.18	77.84	94.28
	25	1197.4	1556.8	59.87	77.84	98.20
	26	1020.5	1556.8	51.03	77.84	93.07
	27	1240.5	467.0	62.03	23.35	66.28
	28	1063.7	467.0	53.18	23.35	58.09
	29	1197.4	467.0	59.87	23.35	64.26
	30	1020.5	467.0	51.03	23.35	56.12
	31	2759.1	467.0	137.95	23.35	139.92
	32	2759.1	467.0	137.95	23.35	139.92
	33	2652.8	467.0	132.64	23.35	134.68
	34	2652.8	467.0	132.64	23.35	134.68
	35	1226.6	1556.8	61.33	77.84	99.10
	36	1226.6	1556.8	61.33	77.84	99.10
	37	1194.8	1556.8	59.74	77.84	98.12
	38	1194.8	1556.8	59.74	77.84	98.12
	39	1226.6	467.0	61.33	23.35	65.63
	40	1226.6	467.0	61.33	23.35	65.63
	41	1194.8	467.0	59.74	23.35	64.14
42	1194.8	467.0	59.74	23.35	64.14	

Il taglio massimo è dunque pari a

$T_{max}$	A1+M1	A2+M2
	136.6	139.9

t

	A1+M1	ESER
SISM	$N_{max}$	351.9
	$N_{min}$	201.7
	$T_{max}$	40.4

	A2+M2	ESER
SISM	$N_{max}$	274.0
	$N_{min}$	210.2
	$T_{max}$	38.2

Per quanto riguarda le sollecitazioni flettenti sulla testa del palo, il valore del momento massimo d'incastro in sommità può essere determinato tramite l'espressione

$$M_{\max} = T_{\max} * L_0/2$$

con  $L_0$  lunghezza elastica del palo

Ponendo

$\phi$ palo = diametro del palo =	120.0	cm
$K_w$ = modulo di Winkler del terreno =	2 500	t/m <sup>3</sup>
$E_{cls}$ = modulo di elasticità del calcestruzzo	314 472	kg/cm <sup>2</sup>

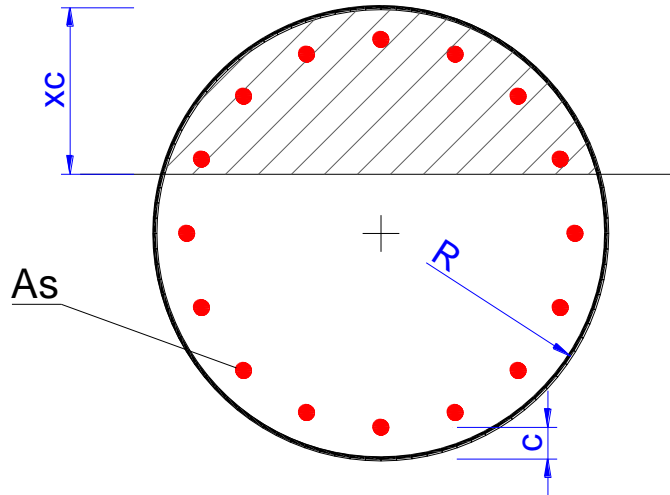
risulta

$$L_0 = 4.107 \text{ m}$$

da cui

	A1+M1	A2+M2	
$T_{\max}$	136.6	139.9	t
$M_{\max}$	280.4	287.3	t*m
$N_{\max}$	575.7	522.9	t
$N_{\min}$	38.0	-62.9	t

Le verifiche strutturali secondo quanto riportato al paragrafo 6.4.3.1 delle NTC18 sono condotte nella combinazione A1+M1+R3



Geometria della sezione		
[cm]		
Raggio	R	60

Sollecitazioni		
M	2804	[kNm]
N	5757	[kN]

Armatura As			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm <sup>2</sup> ]	copriferro [cm]
36	24	162,86	7,5
	30	0,00	6
	36	0,00	3
		<b>162,86</b>	

Materiali								
C25/30	$\gamma_c$	$\alpha_{cc}$	Rck [Mpa]	fck [Mpa]	fcd [Mpa]	fcc/fcd	$\epsilon_{c2}$	$\epsilon_{cu2}$
	1,5	0,85	30	25	14,2	1,0	0,200%	0,350%
FeB32k	$\gamma_s$	Es [Mpa]	fyk [Mpa]	fyd [Mpa]	$\epsilon_{ys}$	$\epsilon_{uk}$	$\alpha_s$	$\epsilon_{ud} = \epsilon_{uk} \alpha_s$
	1,15	200000	315	273,9	0,137%	1,000%	1	1,000%

N costante

e costante

calcola

N ultimo  
**5757,0 [kN]**

M ultimo  
**3291,3 [kNm]**

xc  
**58,21 [cm]**

FS  
**1,17**

## **8.4.2 Verifica di resistenza della zattera**

### Unghia anteriore zattera

Reazione palo anteriore più caricato $N_{palo}$	575.66	t
Eccentricità reazione palo rispetto a sez. incastro unghia anteriore e	-0.30	m
Larghezza collaborante sez. incastro $b_{collab}$	0.9	m
(momento positivo se tende le fibre inferiori della zattera)		
Momento flettente palo ant. più caricato in sez. incastro $M_{palo}$	-191.89	t*m/m
Momento flettente peso zattera in sez. incastro $M_{zattera}$	-5.265	t*m/m
Momento di verifica unghia anteriore zattera $M_{ver}$	-197.15	t*m/m

Segue la verifica a flessione semplice della sezione

Altezza sezione	180	cm
Larghezza sezione	100	cm
Copriferro armatura compressa	5	cm
Copriferro armatura tesa	5	cm
Area armatura compressa	27	cm <sup>2</sup> /m
Area armatura tesa	53	cm <sup>2</sup> /m
Rck calcestruzzo	300	kg/cm <sup>2</sup>
Modulo elastico caratteristico acciaio	2 000 060	kg/cm <sup>2</sup>
Tensione caratt. snervamento acciaio	4 400	kg/cm <sup>2</sup>
Deformazione massima calcestruzzo	0.133	%
Deformazione armatura tesa	1.000	%
Deformazione inizio snervamento acciaio	0.191	%
<b>Momento ultimo sezione <math>M_u</math></b>	<b>342.13</b>	<b>t*m/m</b>
Precisione (Cu-Tu)/Tu	0.147	%
<b>Momento di verifica <math>M_{ver}</math></b>	<b>197.15</b>	<b>t*m/m</b>
<b>Coeff. sicurezza <math>\eta</math></b>	<b>1.74</b>	
Momento ultimo rottura bilanciata	1 826.19	t*m
Tipo di rottura	Duttile	



*Direzione Progettazione e  
Realizzazione Lavori*

STRADA DELLE TRE VALLI UMBRE  
Tratto Eggi-Acquasparta – 1° Stralcio Baiano-Firenzuola

**PROGETTO DEFINITIVO**

---

Relazione di calcolo sottostrutture

---

### Unghia posteriore zattera

Dimensione long. unghia posteriore a **8.2** m

Dimensione trasv. unghia posteriore b **11.45** m

Carico terreno portato  $q_{\text{terreno}}$  18.00 t/m<sup>2</sup>

Sovraccarico sul terreno  $q_s$  2.00 t/m<sup>2</sup>

Carico platea  $q_{\text{platea}}$  4.50 t/m<sup>2</sup>

$K_v$  0.249

#### Esercizio

$q_{\text{max,pali}} = \Sigma N_{\text{pali}}/(a*b)$  32.06 t/m<sup>2</sup>

$q_{\text{max,ver}} = q_{\text{terreno}} + q_s + q_{\text{platea}} - q_{\text{max,pali}}$  -7.56 t/m<sup>2</sup>

$q_{\text{min,pali}} = \Sigma N_{\text{pali}}/(a*b)$  20.80 t/m<sup>2</sup>

$q_{\text{min,ver}} = q_{\text{terreno}} + q_s + q_{\text{platea}} - q_{\text{min,pali}}$  3.70 t/m<sup>2</sup>

#### Sisma

$q_{\text{max,pali}} = \Sigma N_{\text{pali}}/(a*b)$  28.93 t/m<sup>2</sup>

$q_{\text{max,ver}} = (q_{\text{terreno}} + q_{\text{platea}})*(1+K_v) - q_{\text{max,pali}}$  -0.83 t/m<sup>2</sup>

$q_{\text{min,pali}} = \Sigma N_{\text{pali}}/(a*b)$  11.51 t/m<sup>2</sup>

$q_{\text{min,ver}} = (q_{\text{terreno}} + q_{\text{platea}})*(1-K_v) - q_{\text{min,pali}}$  5.39 t/m<sup>2</sup>

#### Inviluppo

$q_{\text{max,ver}}$  -7.56 t/m<sup>2</sup>

$q_{\text{min,ver}}$  5.39 t/m<sup>2</sup>

coeff. Bares  $\gamma = a/b$  0.716

### Verifica $q_{max,ver}$

(momento negativo se tende le fibre superiori)

$M_{yva}$ = M trasv. di bordo all'incastro muri di risvolto	83.33	t*m/m
$M_{xvs}$ = M longitudinale all'incastro muro frontale	53.73	t*m/m
$M_{yas}$ = M trasv. di bordo a centro lastra	-38.38	t*m/m
$M_{xs}$ = M longitudinale a centro lastra	-9.22	t*m/m

Segue il calcolo dell'armatura di verifica:

coeff. omogeneizzazione = 15

Dati di calcolo

Arm. di verifica	sez.	$H_p$ (cm)	$c^{sup}$ (cm)	$c^{inf}$ (cm)	$A_f^{sup}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_f^{inf}$ (cm <sup>2</sup> /m)
Arm. trasversale	incastro	180.00	5	5	31.4	31.4
Arm. longitud.	incastro	180.00	7.5	7.5	31.4	31.4
Arm. trasversale	centro	180.00	5	5	15.7	31.4
Arm. longitud.	centro	180.00	7.5	7.5	15.7	31.4

Risultati

Arm. di verifica	sez.	$M_{ver}$ (t*m/m)	$M_u$ (t*m/m)	coeff. sicurezz a	$\alpha_{CLS}$ %	$\alpha_a$ %
Arm. trasversale	incastro	83.3	203.3	2.4	0.0920	1.0000
Arm. longitud.	incastro	53.7	200.5	3.7	0.0980	1.0000
Arm. trasversale	centro	-38.4	102.6	2.7	0.0620	1.0000
Arm. longitud.	centro	-9.2	101.0	11.0	0.0680	1.0000

### Verifica $q_{min,ver}$

(momento negativo se tende le fibre superiori)

$M_{yva}$ = M trasv. di bordo all'incastro muri di risvolto	-59.46	t*m/m
$M_{xvs}$ = M longitudinale all'incastro muro frontale	-38.33	t*m/m
$M_{yas}$ = M trasv. di bordo a centro lastra	27.39	t*m/m
$M_{xs}$ = M longitudinale a centro lastra	6.58	t*m/m

Segue il calcolo dell'armatura di verifica:

Dati di calcolo

Arm. di verifica	sez.	$H_p$ (cm)	$c^{sup}$ (cm)	$c^{inf}$ (cm)	$A_f^{sup}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_f^{inf}$ (cm <sup>2</sup> /m)
Arm. trasversale	incastro	180.00	5	5	31.4	31.4
Arm. longitud.	incastro	180.00	7.5	7.5	31.4	31.4
Arm. trasversale	centro	180.00	5	5	15.7	31.4
Arm. longitud.	centro	180.00	7.5	7.5	15.7	31.4

Risultati

Arm. di verifica	sez.	$M_{ver}$ (t*m/m)	$M_u$ (t*m/m)	coeff. sicurezz a	$\alpha_{CLS}$ %	$\alpha_a$ %
Arm. trasversale	incastro	-59.5	203.3	3.4	0.0920	1.0000
Arm. longitud.	incastro	-38.3	200.5	5.2	0.0980	1.0000
Arm. trasversale	centro	27.4	204.1	7.5	0.1030	1.0000
Arm. longitud.	centro	6.6	199.8	30.4	0.1060	1.0000



### **8.4.3 Verifica a fessurazione della zattera**

La verifica a fessurazione è implicitamente soddisfatta poiché in SLE le tensioni massime di trazione nelle armature sono inferiori a 160 MPa.