



# ANAS S.p.A.

Direzione Centrale Programmazione Progettazione

## CORRIDOIO PLURIMODALE TIRRENICO–NORD EUROPA ITINERARIO AGRIGENTO –CALTANISSETTA–A19

S.S. N° 640 "DI PORTO EMPEDOCLE"

AMMODERNAMENTO E ADEGUAMENTO ALLA CAT. B DEL D.M. 5.11.2001

Dal km 44+000 allo svincolo con l'A19

### PROGETTO DEFINITIVO

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

ATI:  
TECHNITAL s.p.a. (mandataria)  
S.I.S. Studio di Ingegneria Stradale s.r.l.  
DELTA Ingegneria s.r.l.  
INFRATEC s.r.l Consulting Engineering  
PROGIN s.p.a.

I RESPONSABILI DI PROGETTO

*Dott. Ing. M. Raccosta*  
Ordine Ing. Verona n° A1665  
*Prof. Ing. A. Bevilacqua*  
Ordine Ing. Palermo n° 4058  
*Dott. Ing. M. Carlino*  
Ordine Ing. Agrigento n° A628  
*Dott. Ing. N. Troccoli*  
Ordine Ing. Potenza n° 836  
*Dott. Ing. S. Esposito*  
Ordine Ing. Roma n° 20837

IL GEOLOGO

INTEGRAZIONE PRESTAZIONI  
SPECIALISTICHE

*Dott. Ing. M. Raccosta*

VISTO:IL RESPONSABILE  
DEL PROCEDIMENTO

*Dott. Ing. Massimiliano Fidenzi*

VISTO:IL RESPONSABILE DEL  
SERVIZIO PROGETTAZIONE

*Dott. Ing. Antonio Valente*

DATA

PROTOCOLLO

## OPERE D'ARTE MAGGIORI – VIADOTTI OPERE SULL'ASSE PRINCIPALE

VIADOTTO FOSSO MUMIA

RELAZIONE PRELIMINARE DI CALCOLO – PILE, SPALLE E FONDAZIONI

CODICE PROGETTO		NOME FILE	REVISIONE	FOGLIO	SCALA:
LO407B D 0501		P01V103STRRE02A.pdf			
		CODICE ELAB. P01V103STRRE02	A	DI	
D					
C					
B					
A	EMISSIONE	Ottobre 2006	P. Polani	F. Arciuli	C. Marro
REV.	DESCRIZIONE	DATA	VERIFICATO RESP. TECNICO	CONTROLLATO RESP. D'ITINERARIO	APPROVATO RESP. DI SETTORE

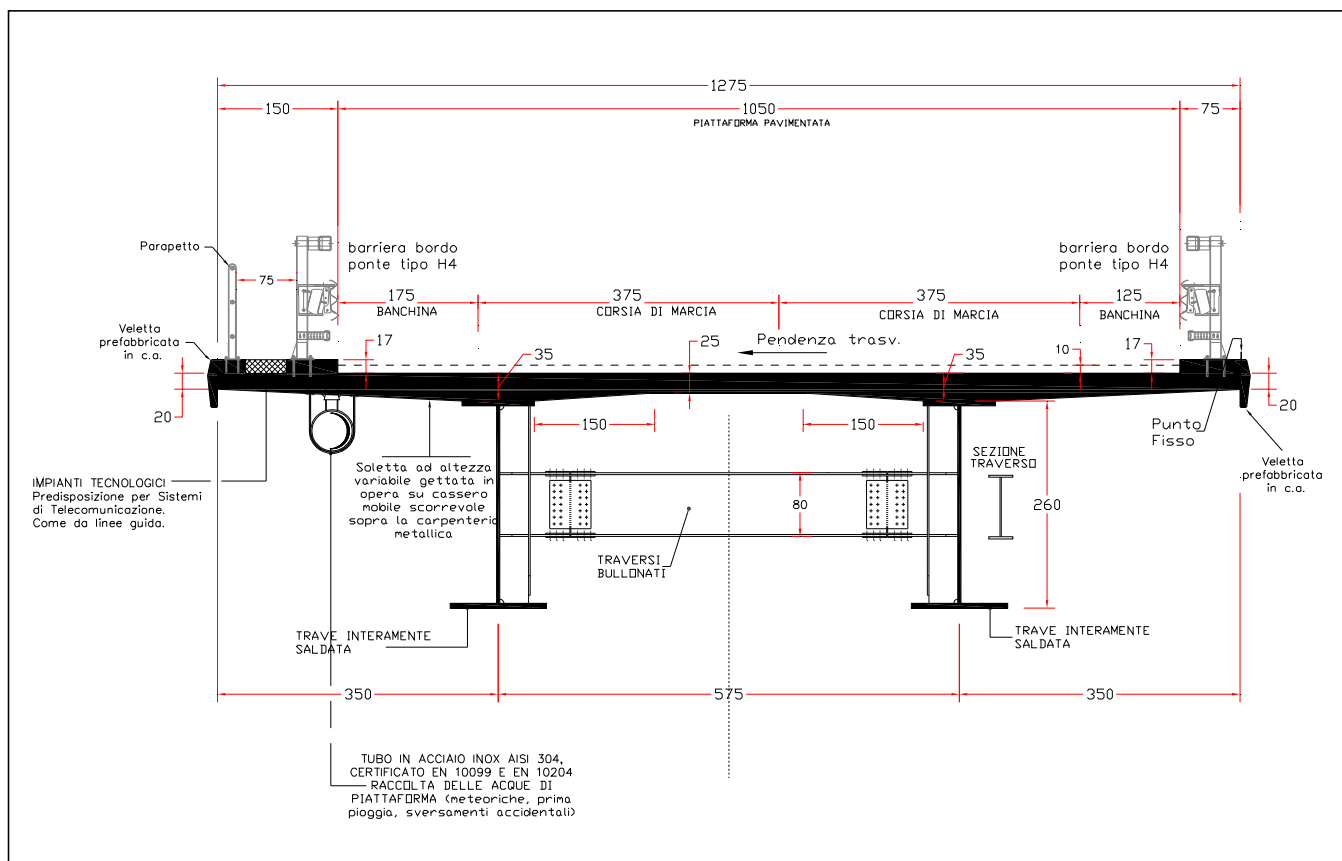
INTRODUZIONE .....	2
1. PREMESSA.....	3
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO .....	5
3. MATERIALI.....	7
4. DURABILITA' DEI CALCESTRUZZI.....	8
4.1 Generalità .....	8
4.2 Attribuzione delle classi d'esposizione.....	8
4.3 Composizione e proprietà dei calcestruzzi .....	9
5. CRITERI DI ANALISI DELLA SICUREZZA .....	10
6. LIVELLI DI SICUREZZA E COMBINAZIONI DEI CARICHI.....	10
7. SCHEMATIZZAZIONE DELLE AZIONI .....	12
8. CARICHI SUGLI IMPALCATI .....	12
9. MODELLAZIONE DELLE AZIONI .....	15
10. MODELLAZIONE DEI MATERIALI.....	17
11. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI .....	17
12. MECCANISMI DI RESISTENZA ALLE AZIONI ORIZZONTALI .....	17
13. CODICI DI CALCOLO .....	18
13.1 Caratteristiche dell'elaborazione.....	18
13.2 Giudizio finale sulla accettabilità dei calcoli .....	18
CALCOLO PILA 2 carr Dx .....	19
CALCOLO PILA 4 carr Dx .....	43
CALCOLO SPALLA A carr Dx (fissa) .....	69
CALCOLO SPALLA B carr Sx (fissa per azioni impulsive).....	115
DIAGRAMMI DI PORTANZA DEI PALI .....	161

# **INTRODUZIONE**

## 1. PREMESSA

Il presente calcolo riguarda le pile e le spalle in calcestruzzo armato normale che costituiscono il viadotto Fossomumia sulla S.S. 640 di Porto Empedocle. L'impalcato è trattato nella relazione di calcolo allegata.

L'opera comprende n°8 campate di luci 35/50/65/65/65/65/50/35 m (carreggiata sx) e n°8 campate di luci 34.24/48.98/63.87/63.81/63.93/64.16/49.30/34.63 m (carreggiata dx). L'impalcato tipo del viadotto in oggetto è realizzato con 2 travi d'acciaio con sezione a "doppio T", di altezza 2,60 m, con sovrastante soletta in cemento armato ordinario gettato in opera, per una larghezza totale di 12.75 m, mentre la carreggiata misura 10,50 m. Il getto integrativo della soletta sarà eseguito con l'ausilio di un cassero autovarante per uno spessore complessivo minimo di 25 cm e massimo di 35 cm in corrispondenza delle travi. L'impalcato è completato da traversi intermedi e di testata, di altezza 80 cm.



Sezione trasversale d'impalcato.

Lo schema strutturale è quello di trave continua su più appoggi intermedi (pile). Le pile hanno fusto a sezione rettangolare con riseghe centrali di dimensioni lungo gli assi principali pari a 2.5x3.5 m per le pile 1-2-7 e 3x3.5 m per le pile 3-4-5-6, con sovrastante pulvino a calice. Le fondazioni sono su pali trivellati di diametro 1500 mm.

Sono previsti appoggi in acciaio-teflon, multidirezionali e unidirezionali, disposti in modo tale da trasmettere le sollecitazioni longitudinali sia alla spalla A (dispositivi di ritegno elastico) che alla spalla B, in corrispondenza della quale è posizionato un dispositivo di shock transmitter, il quale entra in funzione per le sole azioni di natura impulsiva (frenamento e sisma), e da suddividere uniformemente sulle pile e sulle spalle le sollecitazioni trasversali.

I viadotti in oggetto sono ubicati in zona sismica di 4<sup>a</sup> categoria.

Nel caso in esame verranno esaminate le pile 2 carreggiata dx, 4 carreggiata dx e le spalle A carreggiata dx (fissa) e B carreggiata sx (fissa per forze impulsive).

## **2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO**

La progettazione degli elementi strutturali è stata condotta in conformità al quadro legislativo attualmente vigente in merito al dimensionamento delle strutture.

Si riportano nel seguito le leggi ed i regolamenti cui si è fatto riferimento nella progettazione delle opere trattate in questa relazione:

- Legge 5 Novembre 1971 n° 1086 – Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- Legge 2 Febbraio 1974, n°64 – Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- Circolare Min. LL.PP. 14 Febbraio 1974 n°11951 – Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica. Istruzioni per l'applicazione;
- Circolare Min. LL.PP. 9 Gennaio 1980 n°20049 – Legge 5-11-1971, n°1086 – Istruzioni relative ai controlli sul conglomerato cementizio adoperato per le strutture in cemento armato;
- CNR 10024-86 – Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo.
- Circolare n°27996 del 31 Ottobre 1986 del Ministero dei LL.PP. - Istruzioni relative alle norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale, precompresso e per le strutture metalliche;
- D.M. 11 Marzo 1988 – Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione;
- Circolare Min. LL. PP. Del 24 Settembre 1988 n° 30483 – L. 2 Febbraio 1974, n. 64 – art. 1 D.M. 11 Marzo 1988- Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione;
- Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici del 4 Maggio 1990: "Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione la esecuzione ed il collaudo dei ponti stradali".
- Circolare 34233 del 25 Febbraio 1991 del Ministero dei Lavori pubblici, Presidenza del consiglio, Servizio tecnico Centrale: "Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali".
- D.M. 14 Febbraio 1992 - Norme tecniche per la esecuzione delle opere in cemento armato normale, precompresso e per le strutture metalliche;
- Circolare LL.PP. 37406/STC del 24 giugno 1993 "Legge 5 Nov. 1971" n. 1086 - Istruzioni relative alle norme tecniche per l'esecuzione delle opere in C.A. normale e precompresso e per le strutture metalliche, di cui al D.M. 14.02.1992;

- D.M. Min. LL.PP. 9 Gennaio 1996 – Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche;
- D.M. 16 Gennaio 1996 - Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi;
- D.M. Ministero LL.PP. del 16 Gennaio 1996 – Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche;
- Circolare Min. LL.PP. 4 Luglio 1996, n. 156AA.GG./STC – Istruzione per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al D.M. 16 Gennaio 1996;
- Circolare Min. LL.PP. 15 Ottobre 1996 n. 252 AA.GG./S.T.C. – Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al decreto ministeriale 9 Gennaio 1996;
- Circolare Min. LL.PP. 10 Aprile 1997 n°65 – Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16 Gennaio 1996";

### 3. MATERIALI

Saranno utilizzati i seguenti materiali:

Calcestruzzo per sottofondazioni  $R_{ck} = 150 \text{ Kg/cm}^2$

Calcestruzzo per pali  $R_{ck} = 300 \text{ Kg/cm}^2$

Tensioni ammissibili:  $\sigma_c = 97,5 \text{ Kg/cm}^2$

$\tau_{C0} = 6,00 \text{ Kg/cm}^2$

$\tau_{C1} = 18,29 \text{ Kg/cm}^2$

Modulo di elasticità CLS  $E_c = 311.769 \text{ Kg/cm}^2$

Calcestruzzo per strutture di fondazione  $R_{ck} = 300 \text{ Kg/cm}^2$

Tensioni ammissibili:  $\sigma_c = 97,5 \text{ Kg/cm}^2$

$\tau_{C0} = 6,00 \text{ Kg/cm}^2$

$\tau_{C1} = 18,29 \text{ Kg/cm}^2$

Modulo di elasticità CLS  $E_c = 311.769 \text{ Kg/cm}^2$

Calcestruzzo per strutture in elevazione  $R_{ck} = 350 \text{ Kg/cm}^2$

Tensioni ammissibili:  $\sigma_c = 110 \text{ Kg/cm}^2$

$\tau_{C0} = 6,67 \text{ Kg/cm}^2$

$\tau_{C1} = 19,71 \text{ Kg/cm}^2$

Modulo di elasticità CLS  $E_c = 336.749 \text{ Kg/cm}^2$

Peso per unità di volume CLS  $\gamma_{cls} = 2,50 \text{ t/m}^3$

Acciaio da cemento armato normale:

Barre ad aderenza migliorata, acciaio tipo Fe B 44K

Diametro minimo  $\phi_{min} = 12 \text{ mm}$

Diametro massimo  $\phi_{max} = 26 \text{ mm}$

Tensione caratteristica di snervamento  $f_{yk} = 4.400 \text{ Kg/cm}^2$

Tensione caratteristica di rottura  $f_{tk} = 5.500 \text{ Kg/cm}^2$

Tensione ammissibile  $\sigma_{max} = 2.600 \text{ Kg/cm}^2$



## **4. DURABILITA' DEI CALCESTRUZZI**

### **4.1 Generalità**

Il calcestruzzo oltre ai requisiti di resistenza deve essere durevole, ovvero deve essere in grado di resistere in maniera soddisfacente alle condizioni ambientali e di lavoro cui è sottoposto durante la vita dell'opera. Nella presente sezione si valutano pertanto le caratteristiche dei calcestruzzi (resistenza caratteristica, dimensioni inerti, copriferri, ecc..) da impiegare per la realizzazione delle diverse parti dell'opera in oggetto tali da conseguire il requisito di durabilità richiesto.

### **4.2 Attribuzione delle classi d'esposizione**

In relazione alle classi di esposizione ambientale definite nella UNI EN 206-1 e nella UNI 11104, e in assenza di acque aggressive nella zona interessata dall'opera, sono state attribuite le classi di esposizione riportate nella seguente tabella

	Classe di esposizione	Descrizione dell'ambiente
Pali e zattere di fondazione (Pile e Spalle)	XC2	Bagnato, raramente asciutto. (Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo).
Pile, Elevazione Spalle, Pulvini	XF2	Moderata saturazione d'acqua in presenza di agente disgelante. (Elementi come parti di ponti che in altro modo sarebbero classificati come XF1 ma che sono esposti direttamente o indirettamente agli agenti disgelanti).

*Attribuzione delle classi d'esposizione*

### 4.3 Composizione e proprietà dei calcestruzzi

Nella seguente tabella vengono riportati i requisiti previsti per calcestruzzi conformi alle classi di esposizione precedentemente attribuite ai vari elementi della struttura per garantire la durabilità dell'opera.

	Classe di Esposizione	Rapporto massimo a/c	Classe di resistenza minima	Contenuto minimo di cemento	Classe di consistenza	Copriferro minimo
	(-)	(-)	(MPa)	(kg/m <sup>3</sup> )	(-)	mm
Pali e zattere di fondazione (Pile e Spalle)	XC2	0.60	C25/30	300	S3-S4	20
Pile, Elevazione Spalle, Pulvini	XF2	0.50	C25/30	340	S3-S4	35

*Composizione e proprietà dei calcestruzzi*

Secondo normativa, gli inerti, naturali o di frantumazione, saranno costituiti da elementi non gelivi e non friabili, privi di sostanze organiche, limose ed argillose, di gesso, ecc.

Gli aggregati devono essere disposti lungo una corretta curva granulometrica, per assicurare il massimo riempimento dei vuoti interstiziali.

La granulometria inoltre dovrà essere studiata scegliendo il diametro massimo in funzione della sezione minima del getto, della distanza minima tra i ferri d'armatura e dello spessore del copriferro. La ghiaia o il pietrisco sono previsti di dimensioni massime commisurate alle caratteristiche geometriche della carpenteria del getto ed all'ingombro delle armature e tale valore è riportato sugli elaborati grafici nella relativa tabella dei materiali.

I copriferri adottati nella precedente tabella e riportati sugli elaborati grafici, nella relativa tavola materiali, sono stati determinati per garantire la durabilità richiesta ad opere di questa importanza.

## 5. CRITERI DI ANALISI DELLA SICUREZZA

Le verifiche di sicurezza sono state eseguite considerando i principi espressi dal metodo di calcolo alle tensioni ammissibili. Le strutture vengono dunque risolte schematizzando il calcestruzzo non reagente a trazione e assumendo un comportamento elastico lineare dei materiali; la verifica di sicurezza è quindi eseguita facendo un confronto tra le tensioni massime agenti nelle sezioni più sollecitate e quelle ammissibili per i materiali utilizzati.

Nel caso delle sollecitazioni sismiche, se si indicano con  $\alpha$  le sollecitazioni dovute al sisma convenzionale e con  $\alpha_p$  quelle dovute agli altri carichi agenti contemporaneamente, le tensioni di calcolo considerate ai fini della verifica, sono valutate considerando la combinazione di carichi che fornisce le sollecitazioni  $\alpha_p \pm \alpha$  più gravose.

## 6. LIVELLI DI SICUREZZA E COMBINAZIONI DEI CARICHI

La normativa attualmente vigente prescrive che le sollecitazioni nelle sezioni resistenti, quando le verifiche siano eseguite considerando il metodo delle tensioni ammissibili, saranno determinate mediante la sovrapposizione delle varie azioni agenti moltiplicate per coefficienti unitari.

In accordo con la normativa vigente in materia di ponti stradali, le combinazioni di carico previste sono:

	<i>Azione gruppo</i>	$g_1$	$g_2$	$g_3$	$\epsilon_1$	$\epsilon_2$	$\epsilon_3$	$\epsilon_4$	$\epsilon_5$	$q_1$	$q_2$	$q_3$	$q_4$	$q_5$	$q_6$	$q_7$	$q_8$	$q_9$
<i>S.L. esercizio</i>	<b>A I</b>	1	1	1 ( $\beta_1$ )	1	1	1	1	1	0	0	0	0	1	0	1	0	1
	<b>A II</b>	1	1	1 ( $\beta_1$ )	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0.6	0	1	1	1
	<b>A III</b>	1	1	1 ( $\beta_1$ )	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0.2	0	1	1	1
	<b>A IV</b>	1	1	1 ( $\beta_1$ )	1	1	1	1	1	1	1	0	1	0.2	0	1	1	1
	<b>A V</b>	1	1	1 ( $\beta_1$ )	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	1	0	0	0
	<b>F I</b>	1	1	1 ( $\beta_1$ )	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0.4	0	0	0	0
	<b>F II</b>	1	1	1 ( $\beta_1$ )	1	1	1	1	1	$\phi_1$	$\phi_1$	0	0	0	0	0	0	0
	<b>F III</b>	1	1	1 ( $\beta_1$ )	1	1	1	1	1	$\phi_2$	$\phi_1$	0	0	0	0	0	0	0
<i>S.L. ultimi</i>	<b>U I</b>	1.5 (1.0)		1.5 ( $\beta_2$ )	1.2 (0.85)	1.2 (0)			0	0	0	0	1.5	0	1.5	1.5		
	<b>U II</b>	1.5 (1.0)		1.5 ( $\beta_2$ )	1.2 (0.85)	1.2 (0)			1.5	1.5	0	0	0.9	0	1.5	1.5		
	<b>U III</b>	1.5 (1.0)		1.5 ( $\beta_2$ )	1.2 (0.85)	1.2 (0)			1.5	1.5	1.5	0	0.3	0	1.5	1.5		
	<b>U IV</b>	1.5 (1.0)		1.5 ( $\beta_2$ )	1.2 (0.85)	1.2 (0)			1.5	1.5	0	1.5	0.3	0	1.5	1.5		

$$\beta_1 = 0.7 - \beta_2 = 0.5$$

Combinazioni di carico

Dove:

$g_1$  : peso proprio delle strutture

$g_2$  : carichi permanenti portati (pavimentazione, marciapiedi, finiture stradali, etc.)

$g_3$  : altre azioni permanenti (spinta delle terre, etc.)

$\varepsilon_1$  : distorsioni e presollecitazioni di progetto

$\varepsilon_2$  : ritiro

$\varepsilon_3$  : variazioni termiche

$\varepsilon_4$  : viscosità

$\varepsilon_5$  : cedimenti vincolari

$q_1$  : carichi mobili

$q_2$  : incremento dinamico di carichi mobili

$q_3$  : azione longitudinale di frenatura

$q_4$  : azione centrifuga

$q_5$  : azione del vento

$q_6$  : azioni sismiche

$q_7$  : resistenze parassite dei vincoli

$q_8$  : urto di veicoli in svio

$q_9$  : altre azioni variabili

## **7. SCHEMATIZZAZIONE DELLE AZIONI**

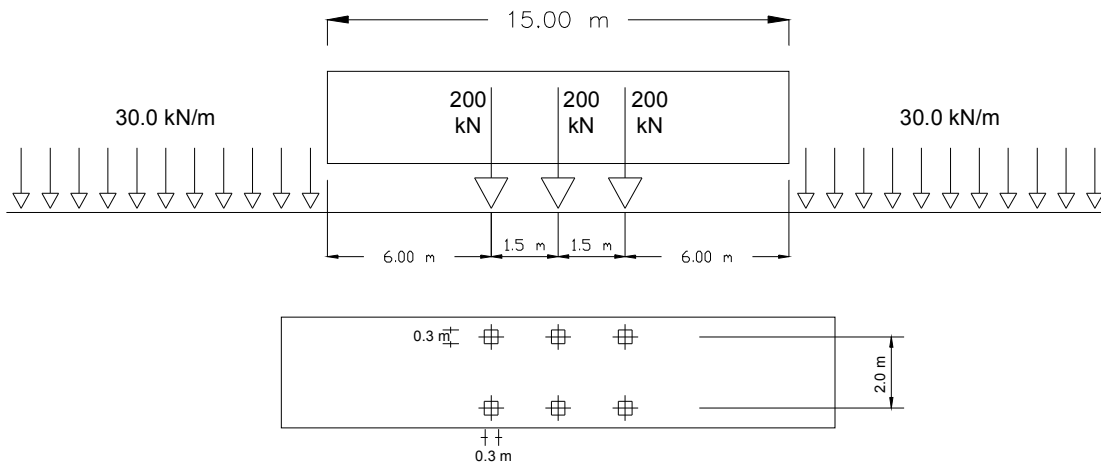
Il calcolo delle azioni agenti sulle varie sottostrutture costituenti le opere di cui si tratta, è stato svolto secondo le prescrizioni impartite dalla normativa vigente in materia e già citata nella parte introduttiva della relazione. Sono stati considerati quindi i carichi permanenti determinati dal peso proprio delle strutture e dal peso degli allestimenti fissi presenti. I carichi accidentali presi in considerazione sono quelli derivanti dalle istruzioni tecniche in merito ai carichi mobili agenti sui ponti, le azioni del vento e le forze sismiche impresse dal terremoto di progetto.

## **8. CARICHI SUGLI IMPALCATI**

### **Carichi mobili (q1)**

Questi sono i carichi stabiliti convenzionalmente dalla normativa specifica per il calcolo dei ponti. I carichi vanno applicati su una corsia avente un ingombro trasversale stabilito in 3,50m. Nel caso specifico la larghezza totale della sede stradale consente la disposizione di tre colonne; pertanto, come prescrive la normativa, sono stati previsti i carichi della seconda e terza colonna pari rispettivamente al 50% e al 35% del valore assunto per quelli della colonna principale.

Carico $q_{1a}$ : mezzo convenzionale a tre assi:.....	60,00	t
Carico $q_{1b}$ : carico ripartito: .....	3,00	t/m
Carico $q_{1a} * 50\%$ : mezzo convenzionale a tre assi: .....	30,00	t
Carico $q_{1b} * 50\%$ : carico ripartito: .....	1,50	t/m
Carico $q_{1a} * 35\%$ : mezzo convenzionale a tre assi: .....	21,00	t
Carico $q_{1b} * 35\%$ : carico ripartito: .....	1,05	t/m



**Incremento dinamico (q<sub>2</sub>)**

Il coefficiente dinamico viene calcolato con la seguente relazione:

$$f = 1,4 - \frac{(L - 10)}{150}$$

In cui L è la luce di calcolo dell'impalcato considerato.

Pertanto nel caso specifico, per una luce di calcolo pari a 63.87 m, si ha:

- f..... 1,041

mentre per una luce di calcolo pari a 63.93 m, si ha:

- f.....1,041

**Azione longitudinale di frenamento (q<sub>3</sub>)**

L'azione di frenamento deve essere pari ad 1/10 della intensità della singola colonna di carico più pesante agente per ciascuna carreggiata e, comunque, non essere inferiore al 20% del carico totale q<sub>1a</sub> che al massimo può interessare la struttura. Considerando la presenza di tre colonne di carico, il valore minimo di riferimento vale quindi:

$$F_f \text{ min} = 0.2 \times 60 \times 1.85 = 22,2 \text{ t}$$

Il peso totale della colonna di carico di intensità maggiore che può agire sulla struttura, vale (in tonnellate):

$$P_c = 60 + 3 \times (L_{\text{tot}} - 9)$$

in cui L<sub>tot</sub> è la lunghezza totale degli impalcato del viadotto.

### **Azione centrifuga (q4)**

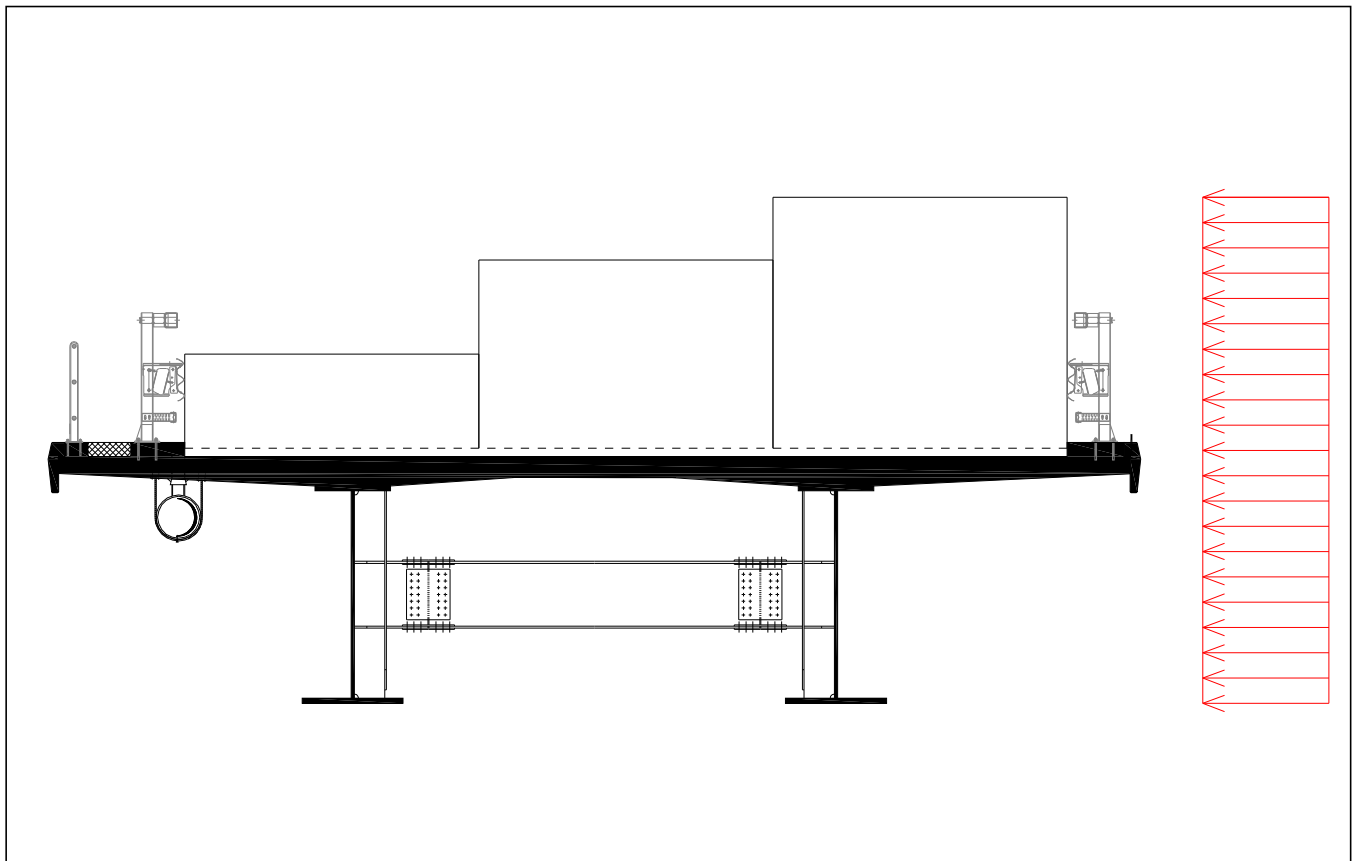
L'azione centrifuga in funzione del raggio R (in metri) si valuta convenzionalmente per ogni colonna di carico pari a:

$$F_c = 30/R \quad (\text{t/m})$$

ed è considerata agente ad 1.00 m di altezza rispetto al piano viabile. Nel caso in esame si considera trascurabile visti i ridotti raggi di curvatura inseriti per esigenze legate alla normativa stradale (visibilità, etc...).

### **Azione del vento (q5)**

L'azione del vento è riconducibile ad un carico orizzontale uniforme di 250 kg/m<sup>2</sup>, diretto ortogonalmente all'asse longitudinale del ponte, agente sulla proiezione, nel piano verticale, delle superfici direttamente investite dal vento. La superficie dei carichi transitanti sul ponte esposta al vento è assimilata ad una parete rettangolare continua di altezza costante pari a 3,00 m dalla pavimentazione stradale.



*Azione del vento sull'impalcato.*

### **Azione del sisma (q6)**

La forza sismica è calcolata in due differenti modi per le strutture destinate ad assorbire le forze sismiche e per i sistemi di vincolo delle travi sulla spalla fissa. La azione sismica longitudinale, come precisato precedentemente, è trasmessa, attraverso la catena cinematica determinata solidarizzando i vari impalcati, alla spalla o alla pila fissa attraverso i vincoli disposti in corrispondenza di quest'ultime.

Il metodo seguito per la determinazione della forza sismica è quello semplificato di tipo statico, quindi è stata calcolata la forza di inerzia, funzione dei soli carichi permanenti agenti sull'impalcato utilizzando l'espressione:

$$F_h = C \cdot R \cdot I \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot W$$

essendo:

$C = (S-2)/100=0.02$       coefficiente di intensità sismica;

$R = 1$       coefficiente di risposta;

$I = 1.2$       coefficiente di protezione sismica;

$\beta = 1.2$       coefficiente di struttura nel caso delle sottostrutture;

$\beta = 2,5$       coefficiente di struttura nel caso di appoggi e ritegni sismici;

$\varepsilon = 1.2$       coefficiente di fondazione;

$W$       peso proprio e carichi permanenti degli impalcati;

Pertanto l'azione sismica orizzontale, per le sottostrutture, vale:

- per zone classificate con grado di sismicità  $S = 4$  si ha  $C = 0.02$  e quindi:

$$F_h = 0,02 \times 1.2 \times 1.2 \times 1.2 \times W = 0.03456 \times W$$

### **Resistenze parassite dei vincoli (q7)**

Sono dovute essenzialmente alle forze d'attrito esercitate dagli apparecchi d'appoggio in occasione dei movimenti dell'impalcato dovuti a fenomeni viscosi, di ritiro o termici, sia giornalieri che stagionali. Come le forza sismiche, sono funzione dei carichi permanenti e si scaricano direttamente sui vincoli fissi attraverso il meccanismo della catena cinematica. Assumendo un coefficiente di attrito pari a 0.03 si ottiene per la forza derivante dalle resistenze vincolari parassite:

$$F_a = 0.03 \times W$$

## **9. MODELLAZIONE DELLE AZIONI**



Sulla base delle analisi dei carichi eseguite, i carichi mobili sono stati applicati in diverse posizioni, al fine di determinare le massime sollecitazioni per gli elementi strutturali costituenti il manufatto.

## **10. MODELLAZIONE DEI MATERIALI**

Considerando che la verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita secondo il metodo delle tensioni ammissibili, il diagramma costitutivo del calcestruzzo è del tipo lineare perfettamente elastico con valore massimo della tensione pari al valore ammissibile. Un diagramma perfettamente simile è stato assunto per l'acciaio delle armature. Il calcolo dei momenti flettenti resistenti è stato eseguito basandosi sull'ipotesi fondamentale che le sezioni, durante le deformazioni, si mantengono piane; vista la proporzionalità tra le deformazioni e le tensioni, le distribuzioni delle tensioni lungo le sezioni saranno quindi di tipo triangolare.

## **11. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI**

Lo schema statico adottato per il calcolo dell'impalcato è quello di trave continua con luci pari agli interassi degli appoggi. L'analisi strutturale è effettuata sull'impalcato soggetto al peso proprio, ai sovraccarichi permanenti e ai carichi mobili su di esso agenti.

Dalle sollecitazioni agenti al piede delle pile ed al piede delle spalle, è stato possibile determinare le azioni agenti in corrispondenza di ogni singolo palo assumendo infinitamente rigido il blocco di fondazione posto in testa alle palificate. Pertanto i carichi sui singoli pali sono risultati proporzionali alle eccentricità di ogni palo rispetto agli assi principali baricentrici della palificata.

## **12. MECCANISMI DI RESISTENZA ALLE AZIONI ORIZZONTALI**

Secondo quanto descritto nei paragrafi precedenti, le azioni longitudinali orizzontali di natura impulsiva, giacenti quindi nel piano dell'impalcato, sono trasferite alle spalle fisse del viadotto, mentre le azioni trasversali si ipotizzano ripartite sulle pile e sulle spalle in proporzione ai carichi verticali direttamente agenti.

## **13. CODICI DI CALCOLO**

### **13.1 Caratteristiche dell'elaborazione**

Tutte le analisi strutturali sono state eseguite su di una workstation dedicata avente le seguenti caratteristiche tecniche:

T 1. Tipo	Pentium IV 3000Mhz
T 2. Memoria centrale	1024 Mb;
T 3. Lunghezza in bit della parola	32 bit;
T 4. Memoria di massa	1 Hard disk da 80 Gb.

Il programma è stato realizzato in ambiente di programmazione Visual Basic con variabili di tipo a doppia precisione.

### **13.2 Giudizio finale sulla accettabilità dei calcoli**

Si ritiene che i risultati ottenuti dalla elaborazione siano accettabili e che le ipotesi poste alla base della formulazione del modello matematico siano valide come dimostrato dal comportamento dei materiali.

## CALCOLO PILA 2 carr Dx

### GEOMETRIA DELLA PILA

Di seguito si riportano i principali parametri geometrici della pila e degli impalcati ad essa appoggiati:

#### ### ZATTERA

Altezza $h_{zattera}$	2.30	m
Dimensione longitudinale $L_{long}$	6.20	m
Dimensione trasversale $L_{trasv}$	9.70	m
Profondità intradosso zattera dal p.c.	3.26	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 $h_{bagg}$	0.48	m
Pulvino $h_{pulgino}$	5.00	m
Fusto pila $h_{pila}$	10.00	m

#### *Sezioni in pianta*

Baggiolo $A_{bagg}$	1.56	$m^2$
n° totale baggioli	2	
Valore medio pulvino $A_{m,pl}$	12.40	$m^2$
Fusto pila $A_{pila}$	8.29	$m^2$

#### *Baricentri*

Altezza baric. pulvino da spiccato pulvino	2.22	m
Altezza baric. fusto pila da spiccato fusto pila	5.00	m

#### *Momenti d'inerzia*

Momento d'inerzia della sezione trasv. pila lungo asse trasv.	8.54	$m^4$
---	------	-------

#### *Prospetti longitudinali*

Larghezza media pulvino $L_{long,pulv}$	2.50	m
Altezza baric. prospetto pulvino da spiccato pulvino	2.50	m
Larghezza fusto pila $L_{long,pila}$	2.50	m
Altezza fusto pila dal p.c.	9.04	m
Altezza baric. prospetto fusto pila dal p.c.	4.52	m

## **AZIONI SULLA FONDAZIONE DELLA PILA**

Le azioni caratteristiche agenti sulla spalla sono le seguenti:

### ***AZIONI VERTICALI D'ESERCIZIO***

- ### Carichi permanenti
- ### Carichi accidentali mobili (automezzi e folla)

### ***AZIONI ORIZZONTALI D'ESERCIZIO***

#### ***TRASVERSALI***

- ### Vento trasversale sull'impalcato (Imp. scarico e carico)
- ### Azione centrifuga per carichi mobili

#### ***LONGITUDINALI***

- ### Azione longitudinale di frenatura
- ### Resistenza parassita dei vincoli

### ***AZIONI SISMICHE***

- ### Sisma longitudinale e trasversale sulla pila

Le azioni verranno nel seguito distinte tra azioni trasmesse dall'impalcato agli appoggi (e quindi agenti a quota estradosso pulvino, nel baricentro di questo) e azioni derivanti dal peso proprio degli elementi della pila.

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 convenzionalmente assunto come destro, l'asse x secondo la direzione longitudinale dell'impalcato, con il verso che va da sx a dx e l'asse z orientato verso il basso.

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

## **AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO**

Riferendosi alla quota estradosso del pulvino e al baricentro dello stesso si ottengono le azioni di progetto elencate nel proseguio della presente relazione.

### ***AZIONI VERTICALI***

#### **### CARICHI PERMANENTI**

Il peso proprio dell'impalcato gravante sugli appoggi della pila, come risulta dai calcoli svolti nella specifica relazione, risulta essere pari a:

$$N_{app} = 932.43 \quad t$$

### ### RITIRO

Come risulta dai calcoli svolti nella relazione dell'impalcato, il ritiro causa una reazione verticale sugli appoggi pari a

$$N_{\text{ritiro}} = -5.00 \quad \text{t}$$

### ### GRADIENTE TERMICO

Si considera un gradiente termico pari a

$$\Delta T = 10 \quad ^\circ \quad (\text{soletta pi\`u calda})$$

Come risulta dai calcoli svolti nella relazione dell'impalcato, il gradiente termico causa una reazione verticale sugli appoggi pari a

$$N_{\Delta T} = 3.62 \quad \text{t}$$

### ### CARICHI ACCIDENTALI

Saranno ora analizzati gli effetti globali sull'impalcato trasmessi dai carichi accidentali. Per la verifica della pila, si considerano due distinte condizioni di carico: la prima che massimizza il carico verticale N e la seconda che massimizza il momento trasversale  $M_t$ .

Si ricavano per ciascuna disposizione di carichi accidentali i valori del carico verticale e del momento trasversale totali, rispetto al baricentro del pulvino (quota estradosso)

	Disp. trasversale	Colonne
DISPOSIZIONE 1	Max carico verticale N	3
DISPOSIZIONE 2	Max momento trasversale $M_t$	2

Si ricavano di seguito per ciascuna disposizione di carichi accidentali i valori del carico verticale e del momento trasversale totali, rispetto all'estradosso del pulvino e al baricentro dello stesso, ricordando che si assumono i momenti antiorari positivi, nel riferimento cartesiano assunto.

*DISP. 1* Max carico verticale N

In totale per la disposizione 1 si ha:

$$\begin{array}{ll} N & 451.84 \quad \text{t} \\ M_t & 725.08 \quad \text{t*m} \end{array}$$

DISP. 2 Max momento trasversale  $M_t$

In totale per la disposizione 2 si ha:

N	366.36	t
$M_t$	992.22	t*m

**AZIONI ORIZZONTALI**

**### AZIONI TRASVERSALI**

**Vento trasversale sull'impalcato**

Si considera il seguente carico di riferimento :

$$q_{\text{vento}} = 0.025 \text{ kg/cm}^2$$

Vengono analizzate due distinte situazioni di carico:

- 1) Vento trasversale con impalcato scarico
- 2) Vento trasversale con impalcato carico

Per la condizione di impalcato carico, si dovrà applicare il coefficiente moltiplicativi  $K_w$  pari a 0,6:

La forza orizzontale  $H_t$  e il momento trasversale  $M_t$  risultano pari a

(1) Impalcato scarico

$H_t$ (t)	$M_t$ (t*m)
44.86	68.41

(2) Impalcato carico

	$H_t$ (t)	$M_t$ (t*m)
$K_w=0,6$	53.39	162.39

### **### AZIONI LONGITUDINALI**

#### **Frenatura**

La forza è applicata lungo l'asse longitudinale e agisce a livello della pavimentazione. Essendo gli appoggi della pila mobili, la forza di frenatura non si trasmette alla pila e si scarica completamente sulla spalla che ha vincoli fissi nei confronti di forze di natura impulsiva.

#### **Resistenza parassita dei vincoli**

Gli appoggi sono in acciaio e PTFE, ed il coefficiente di attrito assunto è pari a  $k_{att} = 0,03$ .

$$H_l = N_{app} * k_{att} = 27.97 \quad t$$

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

Le azioni sismiche si dividono in azioni orizzontali e azioni verticali  
Il calcolo delle azioni sismiche viene svolto con l'analisi statica equivalente

#### **Forza sismica orizzontale**

$$H_s = K_h * W_h$$

dove

$$K_h = C * R * \varepsilon * \beta * I$$

$W_h$

S

$$C = (S - 2) / 100$$

$$R = 1.00$$

$$\varepsilon = 1.20$$

$$\beta = 1.20$$

$$I = 1.20$$

CARICHI PERMANENTI

grado di sismicità

coefficiente di intensità sismica

coefficiente di risposta ( $T_0 < 0.8 \text{ s}$ )

coefficiente di fondazione

coefficiente di struttura ISOSTATICA

coefficiente di protezione sismica

#### **Forza sismica verticale**

$$N_s = K_v * W_v$$

dove

$$K_v = m * C * I$$

$W_v$

S

$$C = (S - 2) / 100$$

$$m = 2.00$$

$$I = 1.20$$

CARICHI PERMANENTI

grado di sismicità

coefficiente di intensità sismica

coefficiente verticale

coefficiente di protezione sismica



S	C	K <sub>h</sub>	K <sub>v</sub>
4	0.02	0.0346	0.0480

Rispetto all'asse dell'impalcato, il sisma può essere trasversale o longitudinale.

### ### SISMA TRASVERSALE

Per il sisma trasversale i carichi permanenti  $W_h$  e  $W_v$  si riducono al peso dell'impalcato sulla pila  $N_{app}$

$$W=W_h=W_v=N_{app}$$

Per il sisma trasversale si calcola, oltre alla forza orizzontale risultante, anche il momento trasversale risultante di tale forza rispetto agli appoggi.

Indicando con  $h_{bar,p}$  l'altezza del baricentro dei carichi permanenti (punto dove risulta applicata la forza sismica orizzontale) rispetto alla quota di estradosso del pulvino, si ha per il momento trasversale dovuto al sisma

$$M_{s,t} = H_{s,t} * h_{bar,p}$$

Si indica poi con  $\Delta N_{s,t}$  la forza sismica verticale.

$$h_{bar,p} = 1.38 \text{ m}$$

	Orizzont.		Vert.
W (t)	H <sub>s,t</sub> (t)	M <sub>s,t</sub> (t*m)	ΔN <sub>s,t</sub> (t)
932.43	32.22	44.31	44.76

### ### SISMA LONGITUDINALE

Visto lo schema di appoggi adottato, l'azione orizzontale derivante dal sisma longitudinale non si trasmette dall' impalcato alla pila.

## COMBINAZIONI DI CARICO DELLE AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO

In accordo con quanto contenuto nel D.M. 4.5.90 si individuano tre gruppi di carico.

	Azione gruppo	COEFFICIENTI MOLTIPLICATIVI					
		Perm.	Acc. dinam.	Fren.	Vento	Sisma	Attrito app.
Viadotto scarico	A I	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.00
C.N.E.+ vento	A II	1.00	1.00	0.00	0.60	0.00	1.00
Cond. sismica	A V	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00

In precedenza, per ciò che attiene alla disposizione dei carichi accidentali, si sono esaminate 4 distinte condizioni di carico.

Correlando allora questi carichi accidentali con le altre azioni esterne, avremo le seguenti combinazioni.

COMB.	AZ. GR.	CARICHI	Az. prev.
1	A I	Perm. + Vento (1) * 1.0 + Attr. * 1.0	Imp. sc.
2	A II	Perm. + Acc. DISP. 1 + Vento (2) * 0.6 + Attr. * 1.0	Ven. tr.
3	A II	Perm. + Acc. DISP. 2 + Vento (2) * 0.6 + Attr. * 1.0	Ven. tr.
4	A V	Perm. + Sisma trasversale con acc. verticale positiva	Sism. T
5	A V	Perm. + Sisma trasversale con acc. verticale negativa	Sism. T

Si determinano allora le azioni di progetto riferite alla quota degli appoggi.

COMB. 1 Perm. + Vento (1) \* 1.0 + Attr. \* 1.0

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)
Permanenti	931.05	0.00	0.00	0.00	0.00
Vento (1) * 1.0	0.00	0.00	44.86	0.00	68.41
Attrito * 1.00	0.00	27.97	0.00	0.00	0.00
<b>TOT</b>	<b>931.05</b>	<b>27.97</b>	<b>44.86</b>	<b>0.00</b>	<b>68.41</b>

COMB. 2 Perm. + Acc. DISP. 1 + Vento (2) \* 0.6 + Attr. \* 1.0

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)
Permanenti	931.05	0.00	0.00	0.00	0.00
Acc. disp. 1	451.84	0.00	0.00	0.00	725.08
Vento (2) * 0.60	0.00	0.00	53.39	0.00	162.39
Attrito * 1.00	0.00	27.97	0.00	0.00	0.00
<b>TOT</b>	<b>1382.89</b>	<b>27.97</b>	<b>53.39</b>	<b>0.00</b>	<b>887.47</b>

COMB. 3 Perm. + Acc. DISP. 2 + Vento (2) \* 0.6 + Attr. \* 1.0

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)
Permanenti	931.05	0.00	0.00	0.00	0.00
Acc. disp. 2	366.36	0.00	0.00	0.00	992.22
Vento (2) * 0.60	0.00	0.00	53.39	0.00	162.39
Attrito * 1.00	0.00	27.97	0.00	0.00	0.00
<b>TOT</b>	<b>1297.40</b>	<b>27.97</b>	<b>53.39</b>	<b>0.00</b>	<b>1154.60</b>

COMB. 4 Perm. + Sisma trasversale con acc. verticale positiva

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)
Permanenti	931.05	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma orizz. trasv.	0.00	0.00	32.22	0.00	44.31
Sisma vert. +	44.76	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>TOT</b>	<b>975.80</b>	<b>0.00</b>	<b>32.22</b>	<b>0.00</b>	<b>44.31</b>

COMB. 5 Perm. + Sisma trasversale con acc. verticale negativa

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)
Permanenti	931.05	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma orizz. trasv.	0.00	0.00	32.22	0.00	44.31
Sisma vert. -	-44.76	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>TOT</b>	<b>886.29</b>	<b>0.00</b>	<b>32.22</b>	<b>0.00</b>	<b>44.31</b>

Si riepilogano ora tutte le combinazioni esaminate, avendo l'accortezza di separare gli effetti del sisma orizzontale e di quello verticale per la verifica delle strutture che formano la pila in oggetto. Difatti per questi elementi verrà applicata la regola che prescrive la composizione quadratica delle due azioni.

COMB.	AZIONI A QUOTA ESTRADOSSO PULVINO					
	N (t)	H <sub>l</sub> (t)	H <sub>t</sub> (t)	M <sub>l</sub> (t*m)	M <sub>t</sub> (t*m)	
1	931.05	27.97	44.86	0.00	68.41	Cond. Norm. Eserc.
2	1382.89	27.97	53.39	0.00	887.47	
3	1297.40	27.97	53.39	0.00	1154.60	

Perm.	4.5	931.05	0.00	0.00	0.00	Sisma Trasv.
Vert. +	4	44.76	0.00	0.00	0.00	
Vert. -	5	-44.76	0.00	0.00	0.00	
Orizz.	4.5	0.00	0.00	32.22	44.31	

## AZIONI DOVUTE AL PESO PROPRIO DELLA PILA IN CONDIZIONI NORMALI

Ricordando la geometria della pila delineata nel cap. 4, e indicando con  $e_{v,N}$  le altezze del baricentro rispettivamente di pulvino e fusto pila rispetto all'estradosso della zattera, si ha:

	<b>N (t)</b>	<b><math>e_{v,N}</math> (m)</b>
Pulvino	155.00	12.22
Fusto pila	207.13	5.00
	362.13	8.09

### ### VERIFICA DI SNELLEZZA DELLA PILA

La snellezza  $\lambda$  della pila è pari a:

$$\lambda = L_0 / i$$

con  $i = (J/A)^{0,5}$  raggio d'inerzia della sezione e  $L_0$  lunghezza libera d'inflessione  
Nel caso in esame risulta:

$$\lambda = 29.55$$

## AZIONI DOVUTE AL PESO PROPRIO DELLA PILA IN CONDIZIONI DI SISMA

Si ricorda che risulta

<b>S</b>	<b>C</b>	<b><math>K_h</math></b>	<b><math>K_v</math></b>
4	0.02	0.0346	0.0480

Le azioni si calcolano riportate a quota estradosso zattera.

### ### SISMA TRASVERSALE

Risulta

	<b><math>H_t</math> (t)</b>	<b><math>e_{v,N}</math> (m)</b>	<b><math>M_t</math> (t*m)</b>
Pulvino	5.36	12.22	65.43
Fusto pila	7.16	5.00	35.79
	12.52		101.22

Riassumendo le varie azioni trasmesse dalla pila alla zattera, sia in condizioni normali che di sisma, considerate agenti nel baricentro della pila, quota estradosso zattera, si ha:

<i>Az. progetto</i>	<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>
Peso proprio pila (fusto+pulvino)	362.13	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma trasv. orizzontale	0.00	0.00	44.74	0.00	628.90
Sisma vert. + Incr. peso	17.38	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma vert. - Decr. peso	-17.38	0.00	0.00	0.00	0.00

### AZIONI DOVUTE AL VENTO

La pressione di riferimento esercitata dal vento, come già visto sopra, è pari a

$$q_{\text{vento}} = 0.025 \text{ kg/cm}^2$$

### **### VENTO TRASVERSALE**

La sezione resistente  $A_r$  della pila è pari all'area del prospetto longitudinale del fusto pila e del pulvino

$$A_r = 35.10 \text{ m}^2$$

La risultante della pressione del vento è applicata ad una distanza  $h_{\text{vento}}$  dall'estradosso della zattera pari a:

$$h_{\text{vento}} = 7.02 \text{ m}$$

Risulta dunque, calcolando il momento trasversale  $M_t$  rispetto alla quota di estradosso della zattera

<b>q<sub>vento</sub> (t/m<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>r</sub> (m<sup>2</sup>)</b>	<b>H<sub>t</sub> (t)</b>	<b>h<sub>vento</sub> (m)</b>	<b>M<sub>t</sub> (t*m)</b>
0.25	35.10	8.78	7.02	61.60

### COMBINAZIONI DI CARICO DI TUTTE LE AZIONI AGENTI SULLA ZATTERA

Per poter sommare le azioni provenienti dall'impalcato a quelle dovute al peso proprio, è necessario riportare innanzitutto le azioni trasmesse dall'impalcato al baricentro della pila, quota estradosso zattera, rispetto a dove sono state calcolate le azioni relative al peso proprio.

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.

$$e_v = -15.00 \text{ m}$$

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

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

(momenti positivi se antiorari)

Azioni impalcato rispetto baric. pila (estradosso zattera)						
	<b>N</b>	<b>H<sub>l</sub></b>	<b>H<sub>t</sub></b>	<b>M<sub>l</sub></b>	<b>M<sub>t</sub></b>	
<b>COMB.</b>	<b>(t)</b>	<b>(t)</b>	<b>(t)</b>	<b>(t*m)</b>	<b>(t*m)</b>	
1	931.05	27.97	44.86	-419.59	741.35	Cond. Norm. Eserc.
2	1382.89	27.97	53.39	-419.59	1688.37	
3	1297.40	27.97	53.39	-419.59	1955.51	

<i>Perm.</i>	4.5	931.05	0.00	0.00	0.00	0.00	Sisma Trasv.
<i>Vert. +</i>	4	44.76	0.00	0.00	0.00	0.00	
<i>Vert. -</i>	5	-44.76	0.00	0.00	0.00	0.00	
<i>Orizz.</i>	4.5	0.00	0.00	32.22	0.00	527.68	

Si sommano ora le azioni provenienti dall'impalcato a quelle derivanti dal peso proprio degli elementi della pila (fusto+pulvino), dal vento trasversale sugli elementi della pila e dal sisma orizzontale trasversale.

Azioni totali rispetto baric. pila (estradosso zattera)						
	<b>N</b>	<b>H<sub>l</sub></b>	<b>H<sub>t</sub></b>	<b>M<sub>l</sub></b>	<b>M<sub>t</sub></b>	
<b>COMB.</b>	<b>(t)</b>	<b>(t)</b>	<b>(t)</b>	<b>(t*m)</b>	<b>(t*m)</b>	
1	1,293.17	27.97	53.64	-419.59	802.95	Cond. Norm. Eserc.
2	1,745.01	27.97	58.66	-419.59	1,725.33	
3	1,659.53	27.97	58.66	-419.59	1,992.47	

<i>Perm.</i>	4.5	1,293.17	0.00	0.00	0.00	0.00	Sisma Trasv.
<i>Vert. +</i>	4	62.14	0.00	0.00	0.00	0.00	
<i>Vert. -</i>	5	-62.14	0.00	0.00	0.00	0.00	
<i>Orizz.</i>	4.5	0.00	0.00	76.96	0.00	628.90	

## AZIONI DOVUTE AL PESO PROPRIO DELLA ZATTERA E DEL TERRENO PORTATO IN CONDIZIONI NORMALI

Ricordando la geometria della zattera delineata nel cap. 4, e indicando con  $e_{v,N}$  l'altezza del baricentro della zattera e del terreno portato rispetto all'intradosso della zattera stessa, si ha:

Peso specifico terreno portato  $\gamma_t = 1.80 \text{ t/m}^3$

	N (t)	$e_{v,N}$ (m)
Zattera	345.81	1.15
Terreno portato	89.61	2.78
	435.41	1.49

## AZIONI DOVUTE AL PESO PROPRIO DELLA ZATTERA E DEL TERRENO PORTATO IN CONDIZIONI DI SISMA

Ricordando che l'insieme zattera di fondazione-pali è una struttura intelaiata, e dunque iperstatica, si assume per il coeff. di struttura

$$\beta = 1$$

da cui si trova

S	C	$K_h$	$K_v$
4	0.02	0.0288	0.0480

Le azioni si calcolano riportate a quota intradosso zattera.

### ### SISMA TRASVERSALE

Risulta

	$H_t$ (t)	$e_{v,N}$ (m)	$M_t$ (t*m)
Zattera	9.96	1.15	11.45
Terreno portato	2.58	2.78	7.17
	12.54		18.63

Riassumendo le varie azioni trasmesse dalla sola zattera + terreno portato alla palificata, sia in condizioni normali che di sisma, considerate agenti nel baricentro della pila, quota intradosso zattera, si ha:

<i>Az. progetto</i>	<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>
Peso proprio zattera + terreno portato	435.41	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma trasv. orizzontale	0.00	0.00	12.54	0.00	18.63
Sisma vert. + Incr. peso	20.90	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma vert. - Decr. peso	-20.90	0.00	0.00	0.00	0.00

### **COMBINAZIONI DI CARICO DI TUTTE LE AZIONI AGENTI SULLA PALIFICATA**

Per la verifica della fondazione, si riportano infine tutte le azioni alla quota di intradosso della zattera, con il baricentro in pianta coincidente con quello della pila.

$$N = N_{imp+pila} + N_{zattera+terreno} \quad H_i = H_{i,imp+pila} + H_{i,zattera+terreno} \quad H_t = H_{t,imp+pila} + H_{t,zattera+terreno}$$

$$M_i = M_{i,imp+pila} - H_{i,imp+pila} * h_{zattera} + M_{i,zattera+terreno} \quad M_t = M_{t,imp+pila} + H_{t,imp+pila} * h_{zattera} + M_{t,zattera+terreno}$$

con

$$h_{zattera} = 2.30 \quad m$$

Azioni totali rispetto baric. pila (intradosso zattera)						
<b>COMB.</b>	<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>	
1	1,728.58	27.97	53.64	-483.93	926.32	Cond. Norm. Eserc.
2	2,180.42	27.97	58.66	-483.93	1,860.25	
3	2,094.94	27.97	58.66	-483.93	2,127.38	

<i>Perm.</i>	4.5	1,728.58	0.00	0.00	0.00	Sisma Trasv.
<i>Vert. +</i>	4	83.04	0.00	0.00	0.00	
<i>Vert. -</i>	5	-83.04	0.00	0.00	0.00	
<i>Orizz.</i>	4.5	0.00	0.00	89.50	824.55	



## VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE DELLA FONDAZIONE

### VERIFICA DELLA FONDAZIONE SU PALI

Numero totale dei pali  $N_p = 6$

Dimensioni zattera di fondazione (m)

X	Y	Z
6.20	9.70	2.30

Area fondazione  $60.14 \text{ m}^2$

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

Baricentro palificata

X	Y
0.00	0.00

$X_G$	$Y_G$
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.

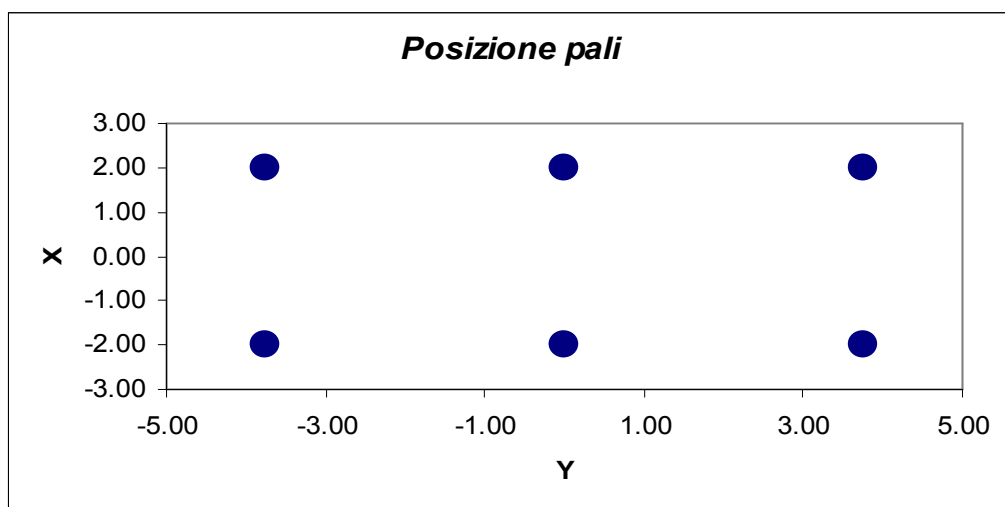
Momento d'inerzia fondazione rispetto al baricentro palificata ( $\text{m}^2$ )

$J_l$	$J_t$
24	56.25

Coordinate pali rispetto al baricentro zattera (X,Y) e al baricentro palificata ( $X_g, Y_g$ ):

Pali	X (m)	Y (m)	$X_G$ (m)	$Y_G$ (m)	$W_l$ (m)	$W_t$ (m)
1	2.00	3.75	2.00	3.75	12.00	15.00
2	2.00	0.00	2.00	0.00	12.00	Infinito
3	2.00	-3.75	2.00	-3.75	12.00	-15.00
4	-2.00	3.75	-2.00	3.75	-12.00	15.00
5	-2.00	0.00	-2.00	0.00	-12.00	Infinito
6	-2.00	-3.75	-2.00	-3.75	-12.00	-15.00
7						
8						
9						
10						
11						
12						
13						
14						
15						
16						
17						
18						
19						
20						

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:

$$Ml = M_l + (N * e_{l,pali})$$

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

		Azioni totali rispetto baricentro palificata					
		<b>N</b>	<b>H<sub>l</sub></b>	<b>H<sub>t</sub></b>	<b>M<sub>l</sub></b>	<b>M<sub>t</sub></b>	
<b>COMB.</b>		<b>(t)</b>	<b>(t)</b>	<b>(t)</b>	<b>(t*m)</b>	<b>(t*m)</b>	
	1	1,728.58	27.97	53.64	-483.93	926.32	Cond. Norm. Eserc.
	2	2,180.42	27.97	58.66	-483.93	1,860.25	
	3	2,094.94	27.97	58.66	-483.93	2,127.38	
<i>Perm.</i>	4.5	1,728.58	0.00	0.00	0.00	0.00	Sisma Trasv.
<i>Vert. +</i>	4	83.04	0.00	0.00	0.00	0.00	
<i>Vert. -</i>	5	-83.04	0.00	0.00	0.00	0.00	
<i>Orizz.</i>	4.5	0.00	0.00	89.50	0.00	824.55	

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

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

Per le combinazioni di carico sismiche lo sforzo assiale in testa ai pali si otterrà dalla combinazione quadratica delle componenti verticali e orizzontali dell'azione sismica, pari a:

$$N_{palo} = (N + \alpha_N (N_v^{\beta_N} + N_o^{\beta_N})^{1/\beta_N}) / n^\circ \text{ pali} + (M_l + \alpha_{Ml} (M_{l,v}^{\beta_{Ml}} + M_{l,o}^{\beta_{Ml}})^{1/\beta_{Ml}}) / W_l + (M_t + \alpha_{Mt} (M_{t,v}^{\beta_{Mt}} + M_{t,o}^{\beta_{Mt}})^{1/\beta_{Mt}}) / W_t$$

dove i generici  $\alpha_i = 1$  e  $\beta_i = 1$  se le sollecitazioni i-esime del sisma verticale e orizzontale hanno segni differenti (oppure una delle due è nulla), mentre  $\alpha_i$  ha il segno delle sollecitazioni i-esime e  $\beta_i = 2$  se le stesse hanno lo stesso segno.

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

<b>Combinazioni di carico</b>					
<b>PALI</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>
1	390.2	527.7	531.3	356.9	329.2
2	328.4	403.7	389.5	301.9	274.3
3	266.7	279.7	247.7	247.0	219.3
4	309.5	447.1	450.7	356.9	329.2
5	247.8	323.1	308.8	301.9	274.3
6	186.0	199.1	167.0	247.0	219.3
7					
8					
9					
10					
11					
12					
13					
14					
15					
16					
17					
18					
19					
20					

$N_{max}$  (t)    390.2    527.7    531.3    356.9    329.2

$N_{min}$  (t)    186.0    199.1    167.0    247.0    219.3

Sollecitazione max sui pali di fondazione  $N_{max}$     531.3    t

Sollecitazione min sui pali di fondazione  $N_{min}$     167.0    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		
COMB.	H <sub>l</sub> (t)	H <sub>t</sub> (t)
1	28.0	53.6
2	28.0	58.7
3	28.0	58.7
4	0.0	89.5
5	0.0	89.5

T <sub>l</sub> (t)	T <sub>t</sub> (t)	T <sub>max</sub> (t)
4.66	8.94	10.08
4.66	9.78	10.83
4.66	9.78	10.83
0.00	14.92	14.92
0.00	14.92	14.92

Il taglio massimo è dunque pari a  $T_{max} = 14.92$  t

PALI		
SISM		ESER
356.9	N <sub>max</sub>	531.3
219.3	N <sub>min</sub>	167.0
14.9	T <sub>max</sub>	10.8

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

$$\begin{aligned} \phi \text{ palo} &= \text{diametro del palo} = && 150.0 \text{ cm} \\ K_w &= \text{modulo di Winkler del terreno} = && 1,500 \text{ t/m}^3 \\ E_{cls} &= \text{modulo di elasticità del calcestruzzo} = && 311,769 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

risulta

$$L_0 = 5.505 \text{ m}$$

da cui

$$M_{max} = 41.058 \text{ t*m}$$

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

$$N_{\max} = 356.9 \text{ t}$$

$$N_{\min} = 219.3 \text{ t}$$

Per quanto riguarda l'armatura, risulta

$$\text{Raggio anello armatura} = 68.50 \text{ cm} \qquad \text{Copriferro} = 6.5 \text{ cm}$$

$$\text{Area armatura anulare} = 90.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Coeff. omogeneizzazione } n = 15.0$$

Si ricorda che per le tensioni ammissibili si ha:

$$\text{Tensione ammissibile cls} = 97.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Tensione ammissibile acciaio} = 2,600 \text{ kg/cm}^2$$

#### **Verifica con sforzo normale massimo**

Centro di pressione interno al nocciolo centrale d'inerzia (Piccola eccentricità)

$$\text{Area ideale} = 1.90 \text{ m}^2$$

$$\text{Momento d'inerzia della sezione ideale} = 4.38\text{E}+07 \text{ m}^4$$

$$\text{Tensione max di compressione Cls} = 25.79 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Tensione min di compressione Cls} = 11.72 \text{ kg/cm}^2$$

#### **Verifica con sforzo normale minimo**

Centro di pressione interno al nocciolo centrale d'inerzia (Piccola eccentricità)

$$\text{Area ideale} = 1.90275 \text{ m}^2$$

$$\text{Momento d'inerzia della sezione ideale} = 4.38\text{E}+07 \text{ m}^4$$

$$\text{Tensione max di compressione Cls} = 18.5582 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Tensione min di compressione Cls} = 4.49 \text{ kg/cm}^2$$

# VERIFICA DEGLI ELEMENTI DELLA PILA

## VERIFICA ZATTERA DI FONDAZIONE

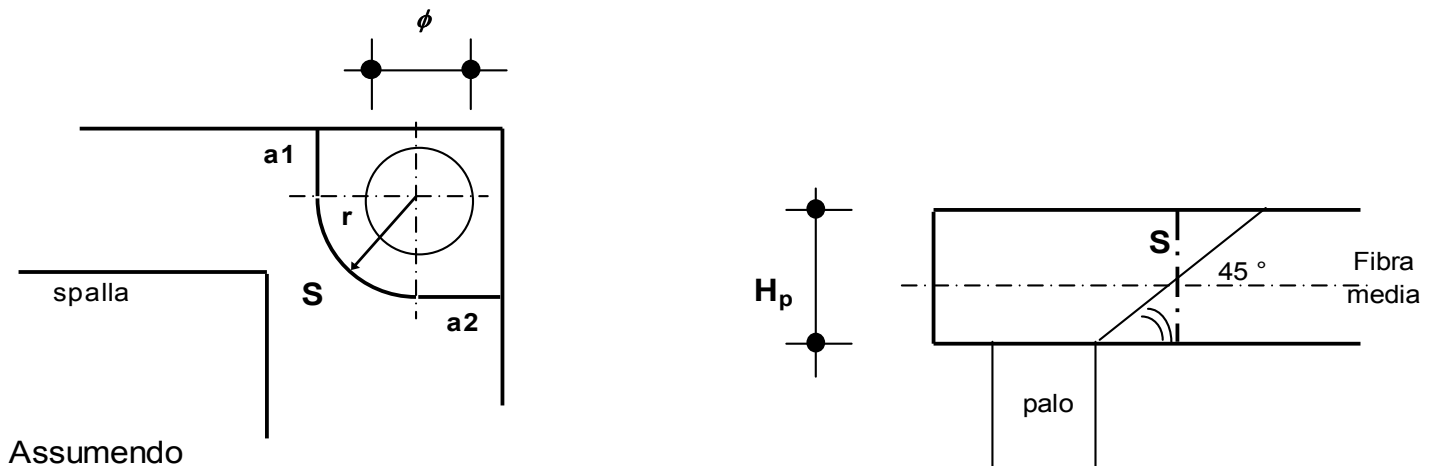
### ### VERIFICA A PUNZONAMENTO

Si verifica lo sforzo tangenziale sulla porzione di angolo della zattera di fondazione più sollecitata dal carico assiale presente sui pali.

E' analizzata la reazione esercitata dal palo di angolo più sollecitato (vedi par. 6.01):

$$\text{Reazione max palo d'angolo: } N_{p,\max} = 531.31 \text{ t}$$

Si ipotizza una distribuzione a 45° del carico sullo spessore della zattera e si assume una superficie resistente al taglio definita dall'intersezione del cono a 45° di detta distribuzione con la fibra media:



Assumendo

$$a_1 = 1.10 \text{ m}$$

$$a_2 = 1.10 \text{ m}$$

$$r = 1.90 \text{ m}$$

si ha:

$$S = H_p \cdot (a_1 + \pi \cdot r / 2 + a_2) = 11.92 \text{ m}^2$$

La tensione tangenziale  $\tau_{cls}$  nel calcestruzzo è poi pari a

$$\tau_{cls} = N_{p,max} / S = 4.46 \text{ kg/cm}^2$$

Tale valore va confrontato con i valori  $\tau_{c0}$  e  $\tau_{c1}$  di normativa, che per un calcestruzzo di fondazione è pari a:

$$R_{ck} \text{ fondazione} = 300 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{c0} = 6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{c1} = 18.2857 \text{ kg/cm}^2$$



## VERIFICA FUSTO PILA

Tipo verifica : tensioni ammissibili - pressoflessione deviata.

Unità di misura: Kgf; cm; Kgf / cm<sup>2</sup>; Kgf x cm; d in mm; deformazioni\*1000.

Simboli:

Vert. = contorno\_vertice del CLS; d = diametro;  
S = Sigma (tensioni sui materiali);  
Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta.

### MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 350. ; E = 336749. ; Samm= 110. .  
Acciaio : Tipo= FeB44k ; Samm= 2600. ; n=15 .

### SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls: Acciaio lento:

vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm <sup>2</sup> ]
1_1	-175.	250.	1	168.5	243.5	26.	5.3093
1_2	175.	250.	2	158.6	243.5	26.	5.3093
1_3	175.	0.	3	148.7	243.5	26.	5.3093
1_4	-175.	0.	4	138.8	243.5	26.	5.3093
			5	128.9	243.5	26.	5.3093
			6	118.9	243.5	26.	5.3093
			7	109.	243.5	26.	5.3093
			8	99.1	243.5	26.	5.3093
			9	89.2	243.5	26.	5.3093
			10	79.3	243.5	26.	5.3093
			11	69.4	243.5	26.	5.3093
			12	59.5	243.5	26.	5.3093
			13	49.6	243.5	26.	5.3093
			14	39.6	243.5	26.	5.3093
			15	29.7	243.5	26.	5.3093
			16	19.8	243.5	26.	5.3093
			17	9.9	243.5	26.	5.3093
			18	0.	243.5	26.	5.3093
			19	-9.9	243.5	26.	5.3093
			20	-19.8	243.5	26.	5.3093
			21	-29.7	243.5	26.	5.3093
			22	-39.6	243.5	26.	5.3093
			23	-49.6	243.5	26.	5.3093
			24	-59.5	243.5	26.	5.3093
			25	-69.4	243.5	26.	5.3093
			26	-79.3	243.5	26.	5.3093
			27	-89.2	243.5	26.	5.3093
			28	-99.1	243.5	26.	5.3093
			29	-109.	243.5	26.	5.3093
			30	-118.9	243.5	26.	5.3093
			31	-128.9	243.5	26.	5.3093
			32	-138.8	243.5	26.	5.3093
			33	-148.7	243.5	26.	5.3093
			34	-158.6	243.5	26.	5.3093
			35	-168.5	243.5	26.	5.3093
			36	168.5	6.5	26.	5.3093
			37	158.6	6.5	26.	5.3093
			38	148.7	6.5	26.	5.3093
			39	138.8	6.5	26.	5.3093
			40	128.9	6.5	26.	5.3093
			41	118.9	6.5	26.	5.3093
			42	109.	6.5	26.	5.3093
			43	99.1	6.5	26.	5.3093

44	89.2	6.5	26.	5.3093
45	79.3	6.5	26.	5.3093
46	69.4	6.5	26.	5.3093
47	59.5	6.5	26.	5.3093
48	49.6	6.5	26.	5.3093
49	39.6	6.5	26.	5.3093
50	29.7	6.5	26.	5.3093
51	19.8	6.5	26.	5.3093
52	9.9	6.5	26.	5.3093
53	0.	6.5	26.	5.3093
54	-9.9	6.5	26.	5.3093
55	-19.8	6.5	26.	5.3093
56	-29.7	6.5	26.	5.3093
57	-39.6	6.5	26.	5.3093
58	-49.6	6.5	26.	5.3093
59	-59.5	6.5	26.	5.3093
60	-69.4	6.5	26.	5.3093
61	-79.3	6.5	26.	5.3093
62	-89.2	6.5	26.	5.3093
63	-99.1	6.5	26.	5.3093
64	-109.	6.5	26.	5.3093
65	-118.9	6.5	26.	5.3093
66	-128.9	6.5	26.	5.3093
67	-138.8	6.5	26.	5.3093
68	-148.7	6.5	26.	5.3093
69	-158.6	6.5	26.	5.3093
70	-168.5	6.5	26.	5.3093
71	-168.5	13.5	26.	5.3093
72	-168.5	20.4	26.	5.3093
73	-168.5	27.4	26.	5.3093
74	-168.5	34.4	26.	5.3093
75	-168.5	41.4	26.	5.3093
76	-168.5	48.3	26.	5.3093
77	-168.5	55.3	26.	5.3093
78	-168.5	62.3	26.	5.3093
79	-168.5	69.2	26.	5.3093
80	-168.5	76.2	26.	5.3093
81	-168.5	83.2	26.	5.3093
82	-168.5	90.1	26.	5.3093
83	-168.5	97.1	26.	5.3093
84	-168.5	104.1	26.	5.3093
85	-168.5	111.1	26.	5.3093
86	-168.5	118.	26.	5.3093
87	-168.5	125.	26.	5.3093
88	-168.5	132.	26.	5.3093
89	-168.5	138.9	26.	5.3093
90	-168.5	145.9	26.	5.3093
91	-168.5	152.9	26.	5.3093
92	-168.5	159.9	26.	5.3093
93	-168.5	166.8	26.	5.3093
94	-168.5	173.8	26.	5.3093
95	-168.5	180.8	26.	5.3093
96	-168.5	187.7	26.	5.3093
97	-168.5	194.7	26.	5.3093
98	-168.5	201.7	26.	5.3093
99	-168.5	208.6	26.	5.3093
100	-168.5	215.6	26.	5.3093
101	-168.5	222.6	26.	5.3093
102	-168.5	229.6	26.	5.3093
103	-168.5	236.5	26.	5.3093
104	168.5	13.5	26.	5.3093
105	168.5	20.4	26.	5.3093
106	168.5	27.4	26.	5.3093

107	168.5	34.4	26.	5.3093
108	168.5	41.4	26.	5.3093
109	168.5	48.3	26.	5.3093
110	168.5	55.3	26.	5.3093
111	168.5	62.3	26.	5.3093
112	168.5	69.2	26.	5.3093
113	168.5	76.2	26.	5.3093
114	168.5	83.2	26.	5.3093
115	168.5	90.1	26.	5.3093
116	168.5	97.1	26.	5.3093
117	168.5	104.1	26.	5.3093
118	168.5	111.1	26.	5.3093
119	168.5	118.	26.	5.3093
120	168.5	125.	26.	5.3093
121	168.5	132.	26.	5.3093
122	168.5	138.9	26.	5.3093
123	168.5	145.9	26.	5.3093
124	168.5	152.9	26.	5.3093
125	168.5	159.9	26.	5.3093
126	168.5	166.8	26.	5.3093
127	168.5	173.8	26.	5.3093
128	168.5	180.8	26.	5.3093
129	168.5	187.7	26.	5.3093
130	168.5	194.7	26.	5.3093
131	168.5	201.7	26.	5.3093
132	168.5	208.6	26.	5.3093
133	168.5	215.6	26.	5.3093
134	168.5	222.6	26.	5.3093
135	168.5	229.6	26.	5.3093
136	168.5	236.5	26.	5.3093

SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in  $z = 0.$  ;  $y = 150.$  (baricentro CLS)  
 Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.  
 N. | N | Mz | My | Sollecitaz. ultima calcolata  
 1 | -1745010 | 172533000 | -41959000 |

RISULTATI

Piani di equilibrio ( $\epsilon = \mu_z * y + \mu_y * z + \lambda$ ):

Sol.	$\mu_z$	$\mu_y$	$\lambda$
1	-0.00000136658	0.00000017548	0.00014559012

Tensioni massime sui materiali:

	Cls		Acciaio lento	
sol	vert.   S cls	Ve	ferro   S ferri	Ve
	1	1- 1	-76.4   si	35   -1094.8   si

## CALCOLO PILA 4 carr Dx

### GEOMETRIA DELLA PILA

Di seguito si riportano i principali parametri geometrici della pila e degli impalcati ad essa appoggiati:

#### ### ZATTERA

Altezza $h_{zattera}$	2.50	m
Dimensione longitudinale $L_{long}$	7.70	m
Dimensione trasversale $L_{trasv}$	10.20	m
Profondità intradosso zattera dal p.c.	4.76	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 $h_{bagg}$	0.48	m
Pulvino $h_{pulvino}$	5.00	m
Fusto pila $h_{pila}$	24.00	m

##### **Sezioni in pianta**

Baggiolo $A_{bagg}$	1.56	$m^2$
n° totale baggioli	2	
Valore medio pulvino $A_{m,pl}$	14.87	$m^2$
Fusto pila $A_{pila}$	10.04	$m^2$

##### **Baricentri**

Altezza baric. pulvino da spiccato pulvino	2.22	m
Altezza baric. fusto pila da spiccato fusto pila	12.00	m

##### **Momenti d'inerzia**

Momento d'inerzia della sezione trasv. pila lungo asse trasv.	10.32	$m^4$
---	-------	-------

##### **Prospetti longitudinali**

Larghezza media pulvino $L_{long,pulv}$	3.00	m
Altezza baric. prospetto pulvino da spiccato pulvino	2.50	m
Larghezza fusto pila $L_{long,pila}$	3.00	m
Altezza fusto pila dal p.c.	21.74	m
Altezza baric. prospetto fusto pila dal p.c.	10.87	m

## **AZIONI SULLA FONDAZIONE DELLA PILA**

Le azioni caratteristiche agenti sulla spalla sono le seguenti:

### ***AZIONI VERTICALI D'ESERCIZIO***

- ### Carichi permanenti
- ### Carichi accidentali mobili (automezzi e folla)

### ***AZIONI ORIZZONTALI D'ESERCIZIO***

#### ***TRASVERSALI***

- ### Vento trasversale sull'impalcato (Imp. scarico e carico)
- ### Azione centrifuga per carichi mobili

#### ***LONGITUDINALI***

- ### Azione longitudinale di frenatura
- ### Resistenza parassita dei vincoli

### ***AZIONI SISMICHE***

- ### Sisma longitudinale e trasversale sulla pila

Le azioni verranno nel seguito distinte tra azioni trasmesse dall'impalcato agli appoggi (e quindi agenti a quota estradosso pulvino, nel baricentro di questo) e azioni derivanti dal peso proprio degli elementi della pila.

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 convenzionalmente assunto come destro, l'asse x secondo la direzione longitudinale dell'impalcato, con il verso che va da sx a dx e l'asse z orientato verso il basso.

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

## **AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO**

Riferendosi alla quota estradosso del pulvino e al baricentro dello stesso si ottengono le azioni di progetto elencate nel proseguio della presente relazione.

### ***AZIONI VERTICALI***

#### **### CARICHI PERMANENTI**

Il peso proprio dell'impalcato gravante sugli appoggi della pila, come risulta dai calcoli svolti nella specifica relazione, risulta essere pari a:

$$N_{app} = 1,016.05 \text{ t}$$

### ### RITIRO

Come risulta dai calcoli svolti nella relazione dell'impalcato, il ritiro causa una reazione verticale sugli appoggi pari a

$$N_{\text{ritiro}} = -0.56 \quad \text{t}$$

### ### GRADIENTE TERMICO

Si considera un gradiente termico pari a

$$\Delta T = 10 \quad ^\circ \quad (\text{soletta pi\`u calda})$$

Come risulta dai calcoli svolti nella relazione dell'impalcato, il gradiente termico causa una reazione verticale sugli appoggi pari a

$$N_{\Delta T} = 0.35 \quad \text{t}$$

### ### CARICHI ACCIDENTALI

Saranno ora analizzati gli effetti globali sull'impalcato trasmessi dai carichi accidentali. Per la verifica della pila, si considerano due distinte condizioni di carico: la prima che massimizza il carico verticale N e la seconda che massimizza il momento trasversale  $M_t$ .

Si ricavano per ciascuna disposizione di carichi accidentali i valori del carico verticale e del momento trasversale totali, rispetto al baricentro del pulvino (quota estradosso)

	Disp. trasversale	Colonne
DISPOSIZIONE 1	Max carico verticale N	3
DISPOSIZIONE 2	Max momento trasversale $M_t$	2

Si ricavano di seguito per ciascuna disposizione di carichi accidentali i valori del carico verticale e del momento trasversale totali, rispetto all'estradosso del pulvino e al baricentro dello stesso, ricordando che si assumono i momenti antiorari positivi, nel riferimento cartesiano assunto.

*DISP. 1* Max carico verticale N

In totale per la disposizione 1 si ha:

$$\begin{array}{ll} N & 454.71 \quad \text{t} \\ M_t & 729.68 \quad \text{t*m} \end{array}$$

DISP. 2 Max momento trasversale  $M_t$

In totale per la disposizione 2 si ha:

N	368.68	t
$M_t$	998.51	t*m

**AZIONI ORIZZONTALI**

**### AZIONI TRASVERSALI**

**Vento trasversale sull'impalcato**

Si considera il seguente carico di riferimento :

$$q_{\text{vento}} = 0.025 \text{ kg/cm}^2$$

Vengono analizzate due distinte situazioni di carico:

- 1) Vento trasversale con impalcato scarico
- 2) Vento trasversale con impalcato carico

Per la condizione di impalcato carico, si dovrà applicare il coefficiente moltiplicativi  $K_w$  pari a 0,6:

La forza orizzontale  $H_t$  e il momento trasversale  $M_t$  risultano pari a

(1) Impalcato scarico

$H_t$ (t)	$M_t$ (t*m)
48.99	74.71

(2) Impalcato carico

	$H_t$ (t)	$M_t$ (t*m)
$K_w=0,6$	58.31	177.33

### **### AZIONI LONGITUDINALI**

#### **Frenatura**

La forza è applicata lungo l'asse longitudinale e agisce a livello della pavimentazione. Essendo gli appoggi della pila mobili, la forza di frenatura non si trasmette alla pila e si scarica completamente sulla spalla che ha vincoli fissi nei confronti di forze di natura impulsiva.

#### **Resistenza parassita dei vincoli**

Gli appoggi sono in acciaio e PTFE, ed il coefficiente di attrito assunto è pari a  $k_{att} = 0,03$ .

$$H_l = N_{app} * k_{att} = 30.48 \quad t$$

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

Le azioni sismiche si dividono in azioni orizzontali e azioni verticali  
Il calcolo delle azioni sismiche viene svolto con l'analisi statica equivalente

#### **Forza sismica orizzontale**

$$H_s = K_h * W_h$$

dove

$$K_h = C * R * \varepsilon * \beta * I$$

$W_h$

S

$$C = (S - 2) / 100$$

$$R = 1.00$$

$$\varepsilon = 1.20$$

$$\beta = 1.20$$

$$I = 1.20$$

CARICHI PERMANENTI

grado di sismicità

coefficiente di intensità sismica

coefficiente di risposta ( $T_0 < 0.8 \text{ s}$ )

coefficiente di fondazione

coefficiente di struttura ISOSTATICA

coefficiente di protezione sismica

#### **Forza sismica verticale**

$$N_s = K_v * W_v$$

dove

$$K_v = m * C * I$$

$W_v$

S

$$C = (S - 2) / 100$$

$$m = 2.00$$

$$I = 1.20$$

CARICHI PERMANENTI

grado di sismicità

coefficiente di intensità sismica

coefficiente verticale

coefficiente di protezione sismica



S	C	K <sub>h</sub>	K <sub>v</sub>
4	0.02	0.0346	0.0480

Rispetto all'asse dell'impalcato, il sisma può essere trasversale o longitudinale.

### ### SISMA TRASVERSALE

Per il sisma trasversale i carichi permanenti  $W_h$  e  $W_v$  si riducono al peso dell'impalcato sulla pila

$N_{app}$

$$W=W_h=W_v=N_{app}$$

Per il sisma trasversale si calcola, oltre alla forza orizzontale risultante, anche il momento trasversale risultante di tale forza rispetto agli appoggi.

Indicando con  $h_{bar,p}$  l'altezza del baricentro dei carichi permanenti (punto dove risulta applicata la forza sismica orizzontale) rispetto alla quota di estradosso del pulvino, si ha per il momento trasversale dovuto al sisma

$$M_{s,t} = H_{s,t} * h_{bar,p}$$

Si indica poi con  $\Delta N_{s,t}$  la forza sismica verticale.

$$h_{bar,p} = 1.48 \text{ m}$$

	Orizzont.		Vert.
W (t)	H <sub>s,t</sub> (t)	M <sub>s,t</sub> (t*m)	ΔN <sub>s,t</sub> (t)
1,016.05	35.11	51.79	48.77

### ### SISMA LONGITUDINALE

Visto lo schema di appoggi adottato, l'azione orizzontale derivante dal sisma longitudinale non si trasmette dall' impalcato alla pila.

## COMBINAZIONI DI CARICO DELLE AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO

In accordo con quanto contenuto nel D.M. 4.5.90 si individuano tre gruppi di carico.

	Azione gruppo	COEFFICIENTI MOLTIPLICATIVI					
		Perm.	Acc. dinam.	Fren.	Vento	Sisma	Attrito app.
Viadotto scarico	A I	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.00
C.N.E.+ vento	A II	1.00	1.00	0.00	0.60	0.00	1.00
Cond. sismica	A V	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00

In precedenza, per ciò che attiene alla disposizione dei carichi accidentali, si sono esaminate 4 distinte condizioni di carico.

Correlando allora questi carichi accidentali con le altre azioni esterne, avremo le seguenti combinazioni.

COMB.	AZ. GR.	CARICHI	Az. prev.
1	A I	Perm. + Vento (1) * 1.0 + Attr. * 1.0	Imp. sc.
2	A II	Perm. + Acc. DISP. 1 + Vento (2) * 0.6 + Attr. * 1.0	Ven. tr.
3	A II	Perm. + Acc. DISP. 2 + Vento (2) * 0.6 + Attr. * 1.0	Ven. tr.
4	A V	Perm. + Sisma trasversale con acc. verticale positiva	Sism. T
5	A V	Perm. + Sisma trasversale con acc. verticale negativa	Sism. T

Si determinano allora le azioni di progetto riferite alla quota degli appoggi.

**COMB. 1**      *Perm. + Vento (1) \* 1.0 + Attr. \* 1.0*

<i>Az. progetto</i>	N (t)	H <sub>l</sub> (t)	H <sub>t</sub> (t)	M <sub>l</sub> (t*m)	M <sub>t</sub> (t*m)
Permanenti	1015.83	0.00	0.00	0.00	0.00
Vento (1) * 1.0	0.00	0.00	48.99	0.00	74.71
Attrito * 1.00	0.00	30.48	0.00	0.00	0.00
<b>TOT</b>	1015.83	30.48	48.99	0.00	74.71

**COMB. 2**      *Perm. + Acc. DISP. 1 + Vento (2) \* 0.6 + Attr. \* 1.0*

<i>Az. progetto</i>	N (t)	H <sub>l</sub> (t)	H <sub>t</sub> (t)	M <sub>l</sub> (t*m)	M <sub>t</sub> (t*m)
Permanenti	1015.83	0.00	0.00	0.00	0.00
Acc. disp. 1	454.71	0.00	0.00	0.00	729.68
Vento (2) * 0.60	0.00	0.00	58.31	0.00	177.33
Attrito * 1.00	0.00	30.48	0.00	0.00	0.00
<b>TOT</b>	1470.54	30.48	58.31	0.00	907.01

COMB. 3 Perm. + Acc. DISP. 2 + Vento (2) \* 0.6 + Attr. \* 1.0

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)
Permanenti	1015.83	0.00	0.00	0.00	0.00
Acc. disp. 2	368.68	0.00	0.00	0.00	998.51
Vento (2) * 0.60	0.00	0.00	58.31	0.00	177.33
Attrito * 1.00	0.00	30.48	0.00	0.00	0.00
<b>TOT</b>	<b>1384.51</b>	<b>30.48</b>	<b>58.31</b>	<b>0.00</b>	<b>1175.84</b>

COMB. 4 Perm. + Sisma trasversale con acc. verticale positiva

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)
Permanenti	1015.83	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma orizz. trasv.	0.00	0.00	35.11	0.00	51.79
Sisma vert. +	48.77	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>TOT</b>	<b>1064.60</b>	<b>0.00</b>	<b>35.11</b>	<b>0.00</b>	<b>51.79</b>

COMB. 5 Perm. + Sisma trasversale con acc. verticale negativa

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)
Permanenti	1015.83	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma orizz. trasv.	0.00	0.00	35.11	0.00	51.79
Sisma vert. -	-48.77	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>TOT</b>	<b>967.06</b>	<b>0.00</b>	<b>35.11</b>	<b>0.00</b>	<b>51.79</b>

Si riepilogano ora tutte le combinazioni esaminate, avendo l'accortezza di separare gli effetti del sisma orizzontale e di quello verticale per la verifica delle strutture che formano la pila in oggetto. Difatti per questi elementi verrà applicata la regola che prescrive la composizione quadratica delle due azioni.

COMB.	AZIONI A QUOTA ESTRADOSSO PULVINO					
	N (t)	H <sub>l</sub> (t)	H <sub>t</sub> (t)	M <sub>l</sub> (t*m)	M <sub>t</sub> (t*m)	
1	1015.83	30.48	48.99	0.00	74.71	Cond. Norm. Eserc.
2	1470.54	30.48	58.31	0.00	907.01	
3	1384.51	30.48	58.31	0.00	1175.84	

Perm.	4.5	1015.83	0.00	0.00	0.00	Sisma Trasv.
Vert. +	4	48.77	0.00	0.00	0.00	
Vert. -	5	-48.77	0.00	0.00	0.00	
Orizz.	4.5	0.00	0.00	35.11	51.79	

## AZIONI DOVUTE AL PESO PROPRIO DELLA PILA IN CONDIZIONI NORMALI

Ricordando la geometria della pila delineata nel cap. 4, e indicando con  $e_{v,N}$  le altezze del baricentro rispettivamente di pulvino e fusto pila rispetto all'estradosso della zattera, si ha:

	<b>N (t)</b>	<b><math>e_{v,N}</math> (m)</b>
Pulvino	185.88	26.22
Fusto pila	602.10	12.00
	787.98	15.35

### ### VERIFICA DI SNELLEZZA DELLA PILA

La snellezza  $\lambda$  della pila è pari a:

$$\lambda = L_0 / i$$

con  $i = (J/A)^{0,5}$  raggio d'inerzia della sezione e  $L_0$  lunghezza libera d'inflessione  
Nel caso in esame risulta:

$$\lambda = 57.19$$

## AZIONI DOVUTE AL PESO PROPRIO DELLA PILA IN CONDIZIONI DI SISMA

Si ricorda che risulta

<b>S</b>	<b>C</b>	<b><math>K_h</math></b>	<b><math>K_v</math></b>
4	0.02	0.0346	0.0480

Le azioni si calcolano riportate a quota estradosso zattera.

### ### SISMA TRASVERSALE

Risulta

	<b><math>H_t</math> (t)</b>	<b><math>e_{v,N}</math> (m)</b>	<b><math>M_t</math> (t*m)</b>
Pulvino	6.42	26.22	168.41
Fusto pila	20.81	12.00	249.70
	27.23		418.11

Riassumendo le varie azioni trasmesse dalla pila alla zattera, sia in condizioni normali che di sisma, considerate agenti nel baricentro della pila, quota estradosso zattera, si ha:

<i>Az. progetto</i>	<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>
Peso proprio pila (fusto+pulvino)	787.98	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma trasv. orizzontale	0.00	0.00	62.35	0.00	1,488.23
Sisma vert. + Incr. peso	37.82	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma vert. - Decr. peso	-37.82	0.00	0.00	0.00	0.00

### **AZIONI DOVUTE AL VENTO**

La pressione di riferimento esercitata dal vento, come già visto sopra, è pari a

$$q_{\text{vento}} = 0.025 \text{ kg/cm}^2$$

### **### VENTO TRASVERSALE**

La sezione resistente  $A_r$  della pila è pari all'area del prospetto longitudinale del fusto pila e del pulvino

$$A_r = 80.22 \text{ m}^2$$

La risultante della pressione del vento è applicata ad una distanza  $h_{\text{vento}}$  dall'estradosso della zattera pari a:

$$h_{\text{vento}} = 13.37 \text{ m}$$

Risulta dunque, calcolando il momento trasversale  $M_t$  rispetto alla quota di estradosso della zattera

<b>q<sub>vento</sub> (t/m<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>r</sub> (m<sup>2</sup>)</b>	<b>H<sub>t</sub> (t)</b>	<b>h<sub>vento</sub> (m)</b>	<b>M<sub>t</sub> (t*m)</b>
0.25	80.22	20.06	13.37	268.14

### **COMBINAZIONI DI CARICO DI TUTTE LE AZIONI AGENTI SULLA ZATTERA**

Per poter sommare le azioni provenienti dall'impalcato a quelle dovute al peso proprio, è necessario riportare innanzitutto le azioni trasmesse dall'impalcato al baricentro della pila, quota estradosso zattera, rispetto a dove sono state calcolate le azioni relative al peso proprio.

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.

$$e_v = -29.00 \text{ m}$$

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

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

(momenti positivi se antiorari)

Azioni impalcato rispetto baric. pila (estradosso zattera)						
	<b>N</b>	<b>H<sub>l</sub></b>	<b>H<sub>t</sub></b>	<b>M<sub>l</sub></b>	<b>M<sub>t</sub></b>	
<b>COMB.</b>	<b>(t)</b>	<b>(t)</b>	<b>(t)</b>	<b>(t*m)</b>	<b>(t*m)</b>	
1	1015.83	30.48	48.99	-883.97	1495.43	Cond. Norm. Eserc.
2	1470.54	30.48	58.31	-883.97	2597.90	
3	1384.51	30.48	58.31	-883.97	2866.73	

<i>Perm.</i>	4.5	1015.83	0.00	0.00	0.00	0.00	Sisma Trasv.
<i>Vert. +</i>	4	48.77	0.00	0.00	0.00	0.00	
<i>Vert. -</i>	5	-48.77	0.00	0.00	0.00	0.00	
<i>Orizz.</i>	4.5	0.00	0.00	35.11	0.00	1070.12	

Si sommano ora le azioni provenienti dall'impalcato a quelle derivanti dal peso proprio degli elementi della pila (fusto+pulvino), dal vento trasversale sugli elementi della pila e dal sisma orizzontale trasversale.

Azioni totali rispetto baric. pila (estradosso zattera)						
	<b>N</b>	<b>H<sub>l</sub></b>	<b>H<sub>t</sub></b>	<b>M<sub>l</sub></b>	<b>M<sub>t</sub></b>	
<b>COMB.</b>	<b>(t)</b>	<b>(t)</b>	<b>(t)</b>	<b>(t*m)</b>	<b>(t*m)</b>	
1	1,803.81	30.48	69.05	-883.97	1,763.57	Cond. Norm. Eserc.
2	2,258.51	30.48	70.34	-883.97	2,758.78	
3	2,172.49	30.48	70.34	-883.97	3,027.61	

<i>Perm.</i>	4.5	1,803.81	0.00	0.00	0.00	0.00	Sisma Trasv.
<i>Vert. +</i>	4	86.59	0.00	0.00	0.00	0.00	
<i>Vert. -</i>	5	-86.59	0.00	0.00	0.00	0.00	
<i>Orizz.</i>	4.5	0.00	0.00	97.46	0.00	1,488.23	

## AZIONI DOVUTE AL PESO PROPRIO DELLA ZATTERA E DEL TERRENO PORTATO IN CONDIZIONI NORMALI

Ricordando la geometria della zattera delineata nel cap. 4, e indicando con  $e_{v,N}$  l'altezza del baricentro della zattera e del terreno portato rispetto all'intradosso della zattera stessa, si ha:

Peso specifico terreno portato  $\gamma_t = 1.80 \text{ t/m}^3$

	N (t)	$e_{v,N}$ (m)
Zattera	490.88	1.25
Terreno portato	278.68	3.63
	769.55	2.11

## AZIONI DOVUTE AL PESO PROPRIO DELLA ZATTERA E DEL TERRENO PORTATO IN CONDIZIONI DI SISMA

Ricordando che l'insieme zattera di fondazione-pali è una struttura intelaiata, e dunque iperstatica, si assume per il coeff. di struttura

$$\beta = 1$$

da cui si trova

S	C	$K_h$	$K_v$
4	0.02	0.0288	0.0480

Le azioni si calcolano riportate a quota intradosso zattera.

### ### SISMA TRASVERSALE

Risulta

	$H_t$ (t)	$e_{v,N}$ (m)	$M_t$ (t*m)
Zattera	14.14	1.25	17.67
Terreno portato	8.03	3.63	29.13
	22.16		46.81

Riassumendo le varie azioni trasmesse dalla sola zattera + terreno portato alla palificata, sia in condizioni normali che di sisma, considerate agenti nel baricentro della pila, quota intradosso zattera, si ha:

<i>Az. progetto</i>	<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>
Peso proprio zattera + terreno portato	769.55	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma trasv. orizzontale	0.00	0.00	22.16	0.00	46.81
Sisma vert. + Incr. peso	36.94	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma vert. - Decr. peso	-36.94	0.00	0.00	0.00	0.00

### **COMBINAZIONI DI CARICO DI TUTTE LE AZIONI AGENTI SULLA PALIFICATA**

Per la verifica della fondazione, si riportano infine tutte le azioni alla quota di intradosso della zattera, con il baricentro in pianta coincidente con quello della pila.

$$N = N_{imp+pila} + N_{zattera+terreno} \quad H_i = H_{i,imp+pila} + H_{i,zattera+terreno} \quad H_t = H_{t,imp+pila} + H_{t,zattera+terreno}$$

$$M_i = M_{i,imp+pila} - H_{i,imp+pila} * h_{zattera} + M_{i,zattera+terreno} \quad M_t = M_{t,imp+pila} + H_{t,imp+pila} * h_{zattera} + M_{t,zattera+terreno}$$

con

$$h_{zattera} = 2.50 \quad m$$

Azioni totali rispetto baric. pila (intradosso zattera)						
<b>COMB.</b>	<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>	
1	2,573.36	30.48	69.05	-960.17	1,936.18	Cond. Norm. Eserc.
2	3,028.07	30.48	70.34	-960.17	2,934.63	
3	2,942.04	30.48	70.34	-960.17	3,203.46	

<i>Perm.</i>	4.5	2,573.36	0.00	0.00	0.00	0.00	Sisma Trasv.
<i>Vert. +</i>	4	123.53	0.00	0.00	0.00	0.00	
<i>Vert. -</i>	5	-123.53	0.00	0.00	0.00	0.00	
<i>Orizz.</i>	4.5	0.00	0.00	119.63	0.00	1,778.69	



## VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE DELLA FONDAZIONE

### VERIFICA DELLA FONDAZIONE SU PALI

Numero totale dei pali  $N_p = 8$

Dimensioni zattera di fondazione (m)

X	Y	Z
7.70	10.20	2.50

Area fondazione  $78.54 \text{ m}^2$

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

Baricentro palificata

X	Y
0.00	0.00

$X_G$	$Y_G$
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.

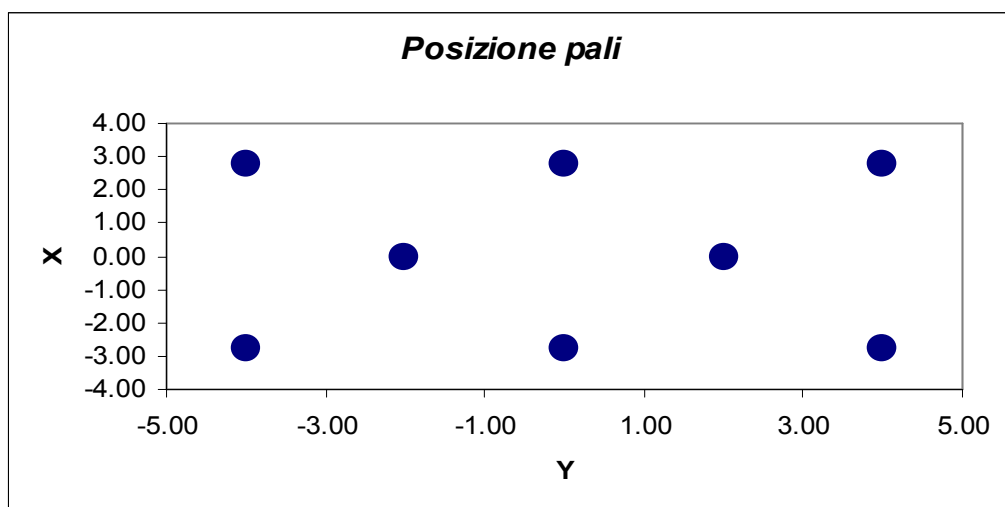
Momento d'inerzia fondazione rispetto al baricentro palificata ( $\text{m}^2$ )

$J_l$	$J_t$
45.375	72

Coordinate pali rispetto al baricentro zattera (X,Y) e al baricentro palificata ( $X_g, Y_g$ ):

Pali	X (m)	Y (m)	$X_G$ (m)	$Y_G$ (m)	$W_l$ (m)	$W_t$ (m)
1	2.75	4.00	2.75	4.00	16.50	18.00
2	2.75	0.00	2.75	0.00	16.50	Infinito
3	2.75	-4.00	2.75	-4.00	16.50	-18.00
4	0.00	2.00	0.00	2.00	Infinito	36.00
5	0.00	-2.00	0.00	-2.00	Infinito	-36.00
6	-2.75	4.00	-2.75	4.00	-16.50	18.00
7	-2.75	0.00	-2.75	0.00	-16.50	Infinito
8	-2.75	-4.00	-2.75	-4.00	-16.50	-18.00
9						
10						
11						
12						
13						
14						
15						
16						
17						
18						
19						
20						

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:

$$Ml = M_l + (N * e_{l,pali})$$

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

		Azioni totali rispetto baricentro palificata					
		<b>N</b>	<b>H<sub>l</sub></b>	<b>H<sub>t</sub></b>	<b>M<sub>l</sub></b>	<b>M<sub>t</sub></b>	
<b>COMB.</b>		<b>(t)</b>	<b>(t)</b>	<b>(t)</b>	<b>(t*m)</b>	<b>(t*m)</b>	
	1	2,573.36	30.48	69.05	-960.17	1,936.18	Cond.
	2	3,028.07	30.48	70.34	-960.17	2,934.63	Norm.
	3	2,942.04	30.48	70.34	-960.17	3,203.46	Eserc.
<i>Perm.</i>	4.5	2,573.36	0.00	0.00	0.00	0.00	Sisma Trasv.
<i>Vert. +</i>	4	123.53	0.00	0.00	0.00	0.00	
<i>Vert. -</i>	5	-123.53	0.00	0.00	0.00	0.00	
<i>Orizz.</i>	4.5	0.00	0.00	119.63	0.00	1,778.69	

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

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

Per le combinazioni di carico sismiche lo sforzo assiale in testa ai pali si otterrà dalla combinazione quadratica delle componenti verticali e orizzontali dell'azione sismica, pari a:

$$N_{palo} = (N + \alpha_N (N_v^{\beta_N} + N_o^{\beta_N})^{1/\beta_N}) / n^\circ \text{ pali} + (M_l + \alpha_{Ml} (M_{l,v}^{\beta_{Ml}} + M_{l,o}^{\beta_{Ml}})^{1/\beta_{Ml}}) / W_l + (M_t + \alpha_{Mt} (M_{t,v}^{\beta_{Mt}} + M_{t,o}^{\beta_{Mt}})^{1/\beta_{Mt}}) / W_t$$

dove i generici  $\alpha_i = 1$  e  $\beta_i = 1$  se le sollecitazioni i-esime del sisma verticale e orizzontale hanno segni differenti (oppure una delle due è nulla), mentre  $\alpha_i$  ha il segno delle sollecitazioni i-esime e  $\beta_i = 2$  se le stesse hanno lo stesso segno.

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

<b>Combinazioni di carico</b>					
<b>PALI</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>
1	487.4	599.7	603.9	435.9	405.0
2	379.9	436.7	426.0	337.1	306.2
3	272.3	273.7	248.0	238.3	207.4
4	375.5	460.0	456.7	386.5	355.6
5	267.9	297.0	278.8	287.7	256.8
6	371.0	483.4	487.5	435.9	405.0
7	263.5	320.3	309.6	337.1	306.2
8	155.9	157.3	131.6	238.3	207.4
9					
10					
11					
12					
13					
14					
15					
16					
17					
18					
19					
20					

$N_{max}$  (t)    487.4    599.7    603.9    435.9    405.0

$N_{min}$  (t)    155.9    157.3    131.6    238.3    207.4

Sollecitazione max sui pali di fondazione  $N_{max}$     603.9    t

Sollecitazione min sui pali di fondazione  $N_{min}$     131.6    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		
COMB.	H <sub>l</sub> (t)	H <sub>t</sub> (t)
1	30.5	69.0
2	30.5	70.3
3	30.5	70.3
4	0.0	119.6
5	0.0	119.6

T <sub>l</sub> (t)	T <sub>t</sub> (t)	T <sub>max</sub> (t)
3.81	8.63	9.43
3.81	8.79	9.58
3.81	8.79	9.58
0.00	14.95	14.95
0.00	14.95	14.95

Il taglio massimo è dunque pari a  $T_{max} = 14.95$  t

PALI		
SISM		ESER
435.9	N <sub>max</sub>	603.9
207.4	N <sub>min</sub>	131.6
15.0	T <sub>max</sub>	9.6

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

$$\begin{aligned} \phi \text{ palo} &= \text{diametro del palo} = && 150.0 \text{ cm} \\ K_w &= \text{modulo di Winkler del terreno} = && 1,500 \text{ t/m}^3 \\ E_{cls} &= \text{modulo di elasticità del calcestruzzo} = && 311,769 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

risulta

$$L_0 = 5.505 \text{ m}$$

da cui

$$M_{max} = 41.157 \text{ t*m}$$

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

$$N_{\max} = 435.9 \text{ t}$$

$$N_{\min} = 207.4 \text{ t}$$

Per quanto riguarda l'armatura, risulta

$$\text{Raggio anello armatura} = 68.50 \text{ cm} \qquad \text{Copriferro} = 6.5 \text{ cm}$$

$$\text{Area armatura anulare} = 90.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Coeff. omogeneizzazione } n = 15.0$$

Si ricorda che per le tensioni ammissibili si ha:

$$\text{Tensione ammissibile cls} = 97.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Tensione ammissibile acciaio} = 2,600 \text{ kg/cm}^2$$

#### **Verifica con sforzo normale massimo**

Centro di pressione interno al nocciolo centrale d'inerzia (Piccola eccentricità)

$$\text{Area ideale} = 1.90 \text{ m}^2$$

$$\text{Momento d'inerzia della sezione ideale} = 4.38\text{E}+07 \text{ m}^4$$

$$\text{Tensione max di compressione Cls} = 29.96 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Tensione min di compressione Cls} = 15.86 \text{ kg/cm}^2$$

#### **Verifica con sforzo normale minimo**

Centro di pressione esterno al nocciolo centrale d'inerzia (Grande eccentricità)

$$\text{Angolo al centro asse neutro} = 334.614 \text{ }^\circ$$

$$\text{Distanza asse neutro da lembo compresso} = 148.17 \text{ cm}$$

$$\text{Tensione max di compressione Cls} = 22.2112 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Tensione armatura tesa} = -10.49 \text{ kg/cm}^2$$

## VERIFICA DEGLI ELEMENTI DELLA PILA

### VERIFICA ZATTERA DI FONDAZIONE

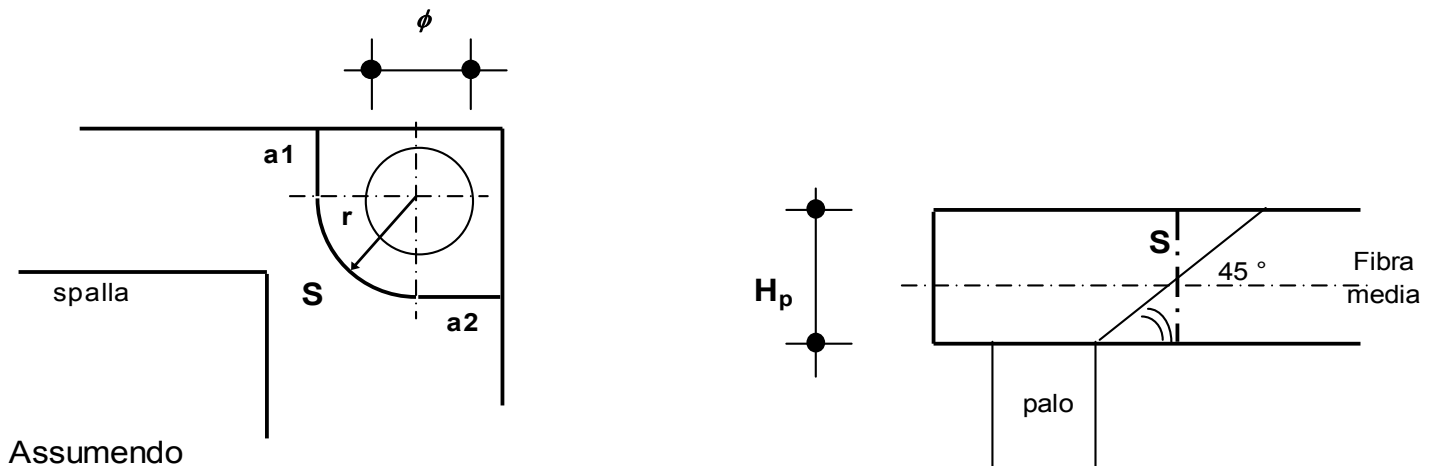
#### ### VERIFICA A PUNZONAMENTO

Si verifica lo sforzo tangenziale sulla porzione di angolo della zattera di fondazione più sollecitata dal carico assiale presente sui pali.

E' analizzata la reazione esercitata dal palo di angolo più sollecitato (vedi par. 6.01):

$$\text{Reazione max palo d'angolo: } N_{p,\max} = 603.92 \text{ t}$$

Si ipotizza una distribuzione a 45° del carico sullo spessore della zattera e si assume una superficie resistente al taglio definita dall'intersezione del cono a 45° di detta distribuzione con la fibra media:



Assumendo

$$a1 = 1.10 \text{ m}$$

$$a2 = 1.10 \text{ m}$$

$$r = 2.00 \text{ m}$$

si ha:

$$S = H_p \cdot (a1 + \pi \cdot r / 2 + a2) = 13.35 \text{ m}^2$$

La tensione tangenziale  $\tau_{cls}$  nel calcestruzzo è poi pari a

$$\tau_{cls} = N_{p,max} / S = 4.52 \text{ kg/cm}^2$$

Tale valore va confrontato con i valori  $\tau_{c0}$  e  $\tau_{c1}$  di normativa, che per un calcestruzzo di fondazione è pari a:

$$R_{ck} \text{ fondazione} = 300 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{c0} = 6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{c1} = 18.2857 \text{ kg/cm}^2$$



## VERIFICA FUSTO PILA

Tipo verifica : tensioni ammissibili - pressoflessione deviata.

Unità di misura: Kgf; cm; Kgf / cm<sup>2</sup>; Kgf x cm; d in mm; deformazioni\*1000.

Simboli:

Vert. = contorno\_vertice del CLS; d = diametro;  
S = Sigma (tensioni sui materiali);  
Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta.

### MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 350. ; E = 336749. ; Samm= 110. .

Acciaio : Tipo= FeB44k ; Samm= 2600. ; n=15 .

### SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls: Acciaio lento:

vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm <sup>2</sup> ]
1_1	-175.	300.	1	168.5	293.5	26.	5.3093
1_2	175.	300.	2	158.6	293.5	26.	5.3093
1_3	175.	0.	3	148.7	293.5	26.	5.3093
1_4	-175.	0.	4	138.8	293.5	26.	5.3093
			5	128.9	293.5	26.	5.3093
			6	118.9	293.5	26.	5.3093
			7	109.	293.5	26.	5.3093
			8	99.1	293.5	26.	5.3093
			9	89.2	293.5	26.	5.3093
			10	79.3	293.5	26.	5.3093
			11	69.4	293.5	26.	5.3093
			12	59.5	293.5	26.	5.3093
			13	49.6	293.5	26.	5.3093
			14	39.6	293.5	26.	5.3093
			15	29.7	293.5	26.	5.3093
			16	19.8	293.5	26.	5.3093
			17	9.9	293.5	26.	5.3093
			18	0.	293.5	26.	5.3093
			19	-9.9	293.5	26.	5.3093
			20	-19.8	293.5	26.	5.3093
			21	-29.7	293.5	26.	5.3093
			22	-39.6	293.5	26.	5.3093
			23	-49.6	293.5	26.	5.3093
			24	-59.5	293.5	26.	5.3093
			25	-69.4	293.5	26.	5.3093
			26	-79.3	293.5	26.	5.3093
			27	-89.2	293.5	26.	5.3093
			28	-99.1	293.5	26.	5.3093
			29	-109.	293.5	26.	5.3093
			30	-118.9	293.5	26.	5.3093
			31	-128.9	293.5	26.	5.3093
			32	-138.8	293.5	26.	5.3093
			33	-148.7	293.5	26.	5.3093
			34	-158.6	293.5	26.	5.3093
			35	-168.5	293.5	26.	5.3093
			36	168.5	6.5	26.	5.3093
			37	158.6	6.5	26.	5.3093
			38	148.7	6.5	26.	5.3093
			39	138.8	6.5	26.	5.3093
			40	128.9	6.5	26.	5.3093
			41	118.9	6.5	26.	5.3093
			42	109.	6.5	26.	5.3093
			43	99.1	6.5	26.	5.3093

44	89.2	6.5	26.		5.3093
45	79.3	6.5	26.		5.3093
46	69.4	6.5	26.		5.3093
47	59.5	6.5	26.		5.3093
48	49.6	6.5	26.		5.3093
49	39.6	6.5	26.		5.3093
50	29.7	6.5	26.		5.3093
51	19.8	6.5	26.		5.3093
52	9.9	6.5	26.		5.3093
53	0.	6.5	26.		5.3093
54	-9.9	6.5	26.		5.3093
55	-19.8	6.5	26.		5.3093
56	-29.7	6.5	26.		5.3093
57	-39.6	6.5	26.		5.3093
58	-49.6	6.5	26.		5.3093
59	-59.5	6.5	26.		5.3093
60	-69.4	6.5	26.		5.3093
61	-79.3	6.5	26.		5.3093
62	-89.2	6.5	26.		5.3093
63	-99.1	6.5	26.		5.3093
64	-109.	6.5	26.		5.3093
65	-118.9	6.5	26.		5.3093
66	-128.9	6.5	26.		5.3093
67	-138.8	6.5	26.		5.3093
68	-148.7	6.5	26.		5.3093
69	-158.6	6.5	26.		5.3093
70	-168.5	6.5	26.		5.3093
71	168.5	14.9	26.		5.3093
72	168.5	23.4	26.		5.3093
73	168.5	31.8	26.		5.3093
74	168.5	40.3	26.		5.3093
75	168.5	48.7	26.		5.3093
76	168.5	57.1	26.		5.3093
77	168.5	65.6	26.		5.3093
78	168.5	74.	26.		5.3093
79	168.5	82.5	26.		5.3093
80	168.5	90.9	26.		5.3093
81	168.5	99.4	26.		5.3093
82	168.5	107.8	26.		5.3093
83	168.5	116.2	26.		5.3093
84	168.5	124.7	26.		5.3093
85	168.5	133.1	26.		5.3093
86	168.5	141.6	26.		5.3093
87	168.5	150.	26.		5.3093
88	168.5	158.4	26.		5.3093
89	168.5	166.9	26.		5.3093
90	168.5	175.3	26.		5.3093
91	168.5	183.8	26.		5.3093
92	168.5	192.2	26.		5.3093
93	168.5	200.6	26.		5.3093
94	168.5	209.1	26.		5.3093
95	168.5	217.5	26.		5.3093
96	168.5	226.	26.		5.3093
97	168.5	234.4	26.		5.3093
98	168.5	242.9	26.		5.3093
99	168.5	251.3	26.		5.3093
100	168.5	259.7	26.		5.3093
101	168.5	268.2	26.		5.3093
102	168.5	276.6	26.		5.3093
103	168.5	285.1	26.		5.3093
104	-168.5	14.9	26.		5.3093
105	-168.5	23.4	26.		5.3093
106	-168.5	31.8	26.		5.3093

107	-168.5	40.3	26.	5.3093
108	-168.5	48.7	26.	5.3093
109	-168.5	57.1	26.	5.3093
110	-168.5	65.6	26.	5.3093
111	-168.5	74.	26.	5.3093
112	-168.5	82.5	26.	5.3093
113	-168.5	90.9	26.	5.3093
114	-168.5	99.4	26.	5.3093
115	-168.5	107.8	26.	5.3093
116	-168.5	116.2	26.	5.3093
117	-168.5	124.7	26.	5.3093
118	-168.5	133.1	26.	5.3093
119	-168.5	141.6	26.	5.3093
120	-168.5	150.	26.	5.3093
121	-168.5	158.4	26.	5.3093
122	-168.5	166.9	26.	5.3093
123	-168.5	175.3	26.	5.3093
124	-168.5	183.8	26.	5.3093
125	-168.5	192.2	26.	5.3093
126	-168.5	200.6	26.	5.3093
127	-168.5	209.1	26.	5.3093
128	-168.5	217.5	26.	5.3093
129	-168.5	226.	26.	5.3093
130	-168.5	234.4	26.	5.3093
131	-168.5	242.9	26.	5.3093
132	-168.5	251.3	26.	5.3093
133	-168.5	259.7	26.	5.3093
134	-168.5	268.2	26.	5.3093
135	-168.5	276.6	26.	5.3093
136	-168.5	285.1	26.	5.3093

#### SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in  $z = 0.$  ;  $y = 150.$  (baricentro CLS)  
 Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.  
 N. | N | Mz | My | Sollecitaz. ultima calcolata  
 1 | -2258510 | 275878000 | -88397000 |

#### RISULTATI

Piani di equilibrio ( $\text{eps} = \mu_z * y + \mu_y * z + \text{lam}$ ):

Sol.	$\mu_z$	$\mu_y$	$\text{lambda}$
1	-0.00000140742	0.00000033837	0.0019456546

Tensioni massime sui materiali:

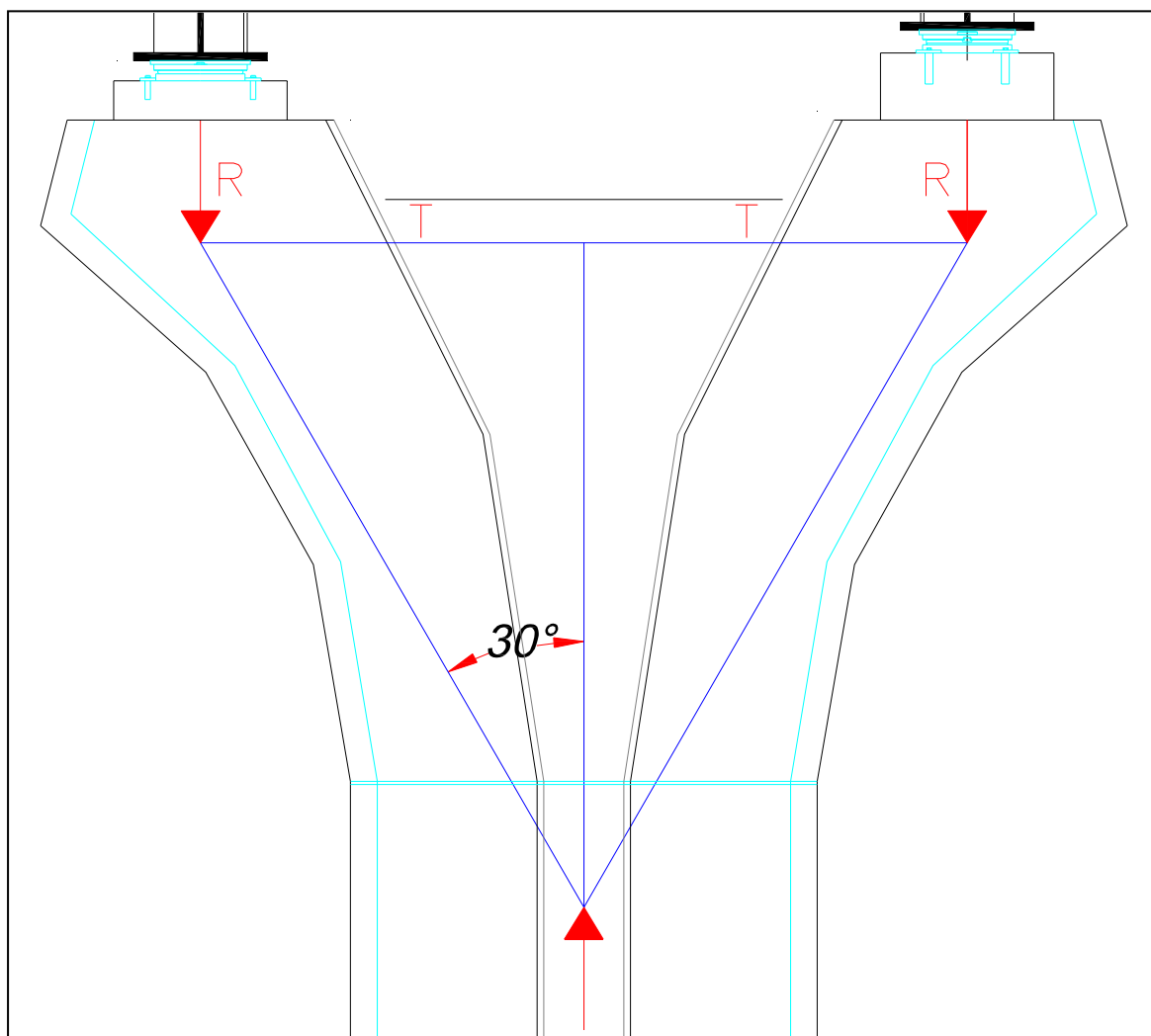
sol	Cls		Acciaio lento	
	vert.	S cls  Ve	ferro	S ferri  Ve
1	1- 1	-96.6 si	35	-1391.8 si

## VERIFICA PULVINO

Inizialmente individuo il Pulvino più sollecitato del Viadotto ( $\Sigma N$  max), per poi calcolare il quantitativo di armatura minimo da disporre all'interno di esso.

		NPermanenti (tonn)	Naccidentali (tonn)	Nvento (tonn)	$\Sigma N$ (tonn)
Pila	1	355,80	313,40	6,24	675,44
Pila	2	466,21	355,74	21,35	843,30
Pila	3	530,85	357,96	28,24	917,06
Pila	4	508,03	357,99	31,95	897,97
Pila	5	530,85	357,97	30,84	<b>919,67</b>
Pila	6	466,21	355,75	31,95	853,91
Pila	7	355,80	313,44	28,24	697,49

$\Sigma N$ max tonn <b>919,67</b>
---



*Schematizzazione del Meccanismo di Resistenza del Pulvino.*

$T_{min} = \Sigma N_{max} * \text{tg}30^\circ$		
=	530,64	tonn
<b><math>A_f \geq T_{min} / 2,6 =</math></b>	<b>204,09</b>	<b>cmq</b>
b =	2	m
<b><math>A_f \geq</math></b>	<b>102,05</b>	<b>cmq/m</b>

## CALCOLO SPALLA A carr Dx (fissa)

### GEOMETRIA DELLA SPALLA

Di seguito si riportano i principali parametri geometrici della spalla:

#### *Muro frontale*

Si indica con  $B_{lm, sup}$  la larghezza longitudinale (secondo l'asse viario) in testa muro e con  $B_{tm}$  la larghezza trasversale del muro;  $H_m$  è l'altezza del muro mentre  $Pend.m$  è la pendenza della parete posteriore del muro.

$B_{lm, sup}$ (m)	$Pend.m$ %	$B_{tm}$ (m)	$H_m$ (m)
1.50	0.000	11.50	4.96

#### *Speroni*

Si indica con  $B_{lsper}$  la larghezza longitudinale dei due speroni, con  $B_{tsper}$  la loro larghezza trasversale e con  $H_{sper}$  la loro altezza

$B_{lsper}$ (m)	$B_{tsper}$ (m)	$H_{sper}$ (m)
4.60	1.60	4.96

#### *Soletta speroni*

Si indica con  $B_{lsol}$  la larghezza longitudinale della soletta sopra gli speroni, con  $B_{tsol}$  la sua larghezza trasversale e con  $H_{sol}$  la sua altezza

$B_{lsol}$ (m)	$B_{tsol}$ (m)	$H_{sol}$ (m)
4.60	11.50	0.40

#### *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)
1.50	11.50	3.43

### Mensola

Si indica con  $L_{ms}$  la lunghezza della mensola, con  $B_{tms}$  la larghezza trasversale, con  $H_{ms,min}$  e  $H_{ms,max}$  rispettivamente l'altezza minima e massima delle stesse.

$L_{ms}$ (m)	$B_{tms}$ (m)	$H_{ms,min}$ (m)	$H_{ms,max}$ (m)
2.65	11.50	0.40	0.85

### Muri di risvolto

Si indica con  $L_r$  la lunghezza del muro, con  $H_r$  la sua altezza, con  $Spt_r$  lo spessore alla base del muro e con  $Pend._r$  la pendenza della parete posteriore del muro.

Elem.	$Spt_r$ (m)	$Pend._r$ %	$L_r$ (m)	$H_r$ (m)
Dx	1.00	0.000	5.40	8.39
SX	1.00	0.000	5.40	8.39

### Orecchie

Si indica con  $L_o$  la lunghezza delle orecchie, con  $S_o$  lo spessore, con  $H_{o,min}$  e  $H_{o,max}$  rispettivamente l'altezza minima e massima delle stesse.

Elem.	$L_o$ (m)	$S_o$ (m)	$H_{o,min}$ (m)	$H_{o,max}$ (m)
Dx	0.00	0.00	0.00	0.00
Sx	0.00	0.00	0.00	0.00

### 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.

$B_{lp}$ (m)	$B_{tp}$ (m)	$H_p$ (m)	$S_p$ (m)
12.00	12.35	1.80	5.10

## **AZIONI SULLA SPALLA**

Le azioni caratteristiche agenti sulla spalla sono le seguenti:

### ***AZIONI VERTICALI D'ESERCIZIO***

- ### Carichi permanenti
- ### Carichi accidentali mobili (automezzi e folla)

### ***AZIONI ORIZZONTALI D'ESERCIZIO***

#### ***TRASVERSALI***

- ### Vento trasversale sull'impalcato (Imp. scarico e carico)
- ### Azione centrifuga per carichi mobili

#### ***LONGITUDINALI***

- ### Azione longitudinale di frenatura
- ### Resistenza parassita dei vincoli
- ### Spinta terreno in condizioni normali

### ***AZIONI SISMICHE***

- ### Sisma longitudinale e trasversale sulla spalla
- ### Spinta terreno incrementata in condizioni sismiche

Le azioni verranno nel seguito distinte tra azioni trasmesse dall'impalcato agli appoggi (e quindi agenti a quota appoggi e sull'asse di questi), azioni trasmesse alla spalla dal terreno retrostante il muro della stessa (riportate al filo anteriore e inferiore della platea di fondazione) e azioni derivanti dal peso proprio degli elementi della spalla.

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.



## AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO IN CONDIZIONI NORMALI

Riferendosi alla quota appoggi dell' impalcato e all'asse longitudinale dello stesso si ottengono le azioni di progetto elencate nel proseguio della presente relazione.

### AZIONI VERTICALI

#### ### CARICHI PERMANENTI

Il peso proprio dell'impalcato gravante sull'appoggio della spalla come risulta dai calcoli svolti nella specifica relazione per l' impalcato, risulta essere pari a circa :

$$N_{app} = 191.17 \text{ t}$$

#### ### CARICHI ACCIDENTALI

Saranno ora analizzati gli effetti globali sull' impalcato trasmessi dai carichi accidentali. Per la verifica delle spalle, si considerano due distinte condizioni di carico: la prima che massimizza il carico verticale e la seconda che massimizza il momento trasversale  $M_t$ .

Si ricavano per ciascuna disposizione di carichi accidentali i valori del carico verticale e del momento trasversale totali, rispetto all' asse appoggi spalla.

	Disp. trasversale	Colonne
DISPOSIZIONE 1	Max carico verticale N	3
DISPOSIZIONE 2	Max momento trasversale $M_t$	2

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	M
198.2	318.1

DISP. 2 Max momento trasversale  $M_t$

N	M
160.7	435.3

## AZIONI ORIZZONTALI

### **### AZIONI TRASVERSALI**

#### **Vento trasversale sull'impalcato**

Si considera il seguente carico di riferimento :

$$q_{\text{vento}} = 0.025 \text{ kg/cm}^2$$

Vengono analizzate due distinte situazioni di carico:

- 1) Vento trasversale con impalcato scarico
- 2) Vento trasversale con impalcato carico

Per la condizione di impalcato carico, si dovranno applicare i coefficienti moltiplicativi  $K_w$  pari a 0,2 e 0,6:

(1) Impalcato scarico

$H_t$ (t)	$M_t$ (t*m)
9.91	15.11

(2) Impalcato carico

	$H_t$ (t)	$M_t$ (t*m)
$K_w=0,6$	11.80	35.88
$K_w=0,2$	3.93	11.96

### **### AZIONI LONGITUDINALI**

#### **Frenatura**

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

$$h = 1.72 \text{ m}$$

Tale forza è pari al maggiore dei due valori  $H_{f1,a}$  pari a 1/10 della singola colonna di carico più pesante per ciascuna carreggiata e  $H_{f1,b}$  pari al 20% del carico che può interessare la struttura:

La forza di frenatura  $H_f$  è dunque pari a:

$$H_f = 66.15 \quad t$$

e genera un momento longitudinale  $M_f$  pari a:

$$M_f = -113.55 \quad t \cdot m$$

### Resistenza parassita dei vincoli

Gli appoggi sono in acciaio e PTFE, ed il coefficiente di attrito assunto è pari a  $k_{att} = 0,03$ .

L'attrito dei vincoli risulta pari a

$$H_{vincoli} = 5.74 \quad t$$

Il punto di applicazione della forza sulla spalla è posto ad un'altezza rispetto agli appoggi pari a

$$h = 1.72 \quad m$$

e genera un momento longitudinale  $M_{attr}$  pari a:

$$M_{attr} = -9.8445 \quad t \cdot m$$

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

Le azioni sismiche si dividono in azioni orizzontali e azioni verticali

#### Forza sismica orizzontale

$$H_s = K_h * W_h$$

dove

$$K_h = C * R * \varepsilon * \beta * I$$

$W_h$

S

$$C = (S - 2) / 100$$

$$R = 1.00$$

$$\varepsilon = 1.20$$

$$\beta = 1.20$$

$$I = 1.20$$

CARICHI PERMANENTI

grado di sismicità

coefficiente di intensità sismica

coefficiente di risposta ( $T_0 < 0.8 \text{ s}$ )

coefficiente di fondazione

coefficiente di struttura ISOSTATICA

coefficiente di protezione sismica

## Forza sismica verticale

$$N_s = K_v * W_v$$

dove

$$K_v = m * C * I$$

$W_v$

CARICHI PERMANENTI

S

grado di sismicità

$$C = (S - 2) / 100$$

coefficiente di intensità sismica

$$m = 2.00$$

coefficiente verticale

$$I = 1.20$$

coefficiente di protezione sismica

S	C	$K_h$	$K_v$
4	0.02	0.0346	0.0480

Rispetto all'asse dell'impalcato, il sisma può essere trasversale o longitudinale.

## ### SISMA TRASVERSALE

Per il sisma trasversale i carichi permanenti  $W_h$  e  $W_v$  si riducono al peso dell'impalcato sulla spalla  $N_{app}$

$$W = W_h = W_v = N_{app}$$

Per il sisma trasversale si calcola, oltre alla forza orizzontale risultante, anche il momento trasversale risultante di tale forza rispetto agli appoggi.

Indicando con  $h_{bar,p}$  l'altezza del baricentro dei carichi permanenti

(punto dove risulta applicata la forza sismica orizzontale) rispetto alla quota degli appoggi, si ha per il momento trasversale dovuto al sisma

$$M_{s,t} = H_{s,t} * h_{bar,p}$$

Zona sismica di categoria IV

W	$h_{bar,p}$
(t)	
191.17	1.72

Orizzont.		Vert.
$H_{s,t}$	$M_{s,t}$	$\Delta N_{s,t}$
(t)	(t*m)	(t)
6.61	11.34	9.18

### ### SISMA LONGITUDINALE

Per il sisma longitudinale i carichi permanenti  $W_h$  sono pari alla metà del peso complessivo dell'impalcato

$$W_h = N_{imp}/2$$

mentre i carichi permanenti  $W_v$  sono pari al peso dell'impalcato  $N_{app}$

$$W_v = N_{app}$$

Come da normativa, non si considera presente il sovraccarico mobile sull'impalcato.

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

$W_h$ (t)	$W_v$ (t)	$h_{sism,l}$	Orizzont.		Vert.
			$H_{s,l}$ (t)	$M_{s,l}$ (t*m)	$\Delta N_{s,t}$ (t)
3,404.94	191.17	1.72	117.67	-201.99	9.18

### COMBINAZIONI DI CARICO DELLE AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO

In accordo con quanto contenuto nel D.M. 4.5.90 si individuano quattro gruppi di carico.

	Azione gruppo	COEFFICIENTI MOLTIPLICATIVI					
		Perm.	Acc. dinam.	Fren.	Vento	Sisma	Attrito app.
Viadotto scarico	A I	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.00
C.N.E.+ vento	A II	1.00	1.00	0.00	0.60	0.00	1.00
C.N.E.+ frenatura	A III	1.00	1.00	1.00	0.20	0.00	1.00
Cond. sismica	A V	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00

In precedenza, per ciò che attiene alla disposizione dei carichi accidentali, si sono esaminate 2 distinte condizioni di carico, relative una al massimo carico verticale e una al massimo momento trasversale. Correlando allora questi carichi accidentali con le altre azioni esterne, avremo le seguenti combinazioni.

COMB.	AZ. GR.	CARICHI	Az.prev.
1	A I	Perm. + Vento (1) * 1.0 + Attr. * 1.0	Imp. sc.
2	A II	Perm. + Acc. DISP. 1 + Vento (2) * 0.6 + Attr. * 1.0	Ven. tr.
3	A II	Perm. + Acc. DISP. 2 + Vento (2) * 0.6 + Attr. * 1.0	Ven. tr.
4	A III	Perm. + Acc. DISP. 1 + Fren. * 1.0 + Vento (2) * 0.2 + Attr. * 1.0	Fren.
5	A III	Perm. + Acc. DISP. 2 + Fren. * 1.0 + Vento (2) * 0.2 + Attr. * 1.0	Fren.
6	A V	Perm. + Sisma trasversale con acc. verticale positiva	Sism. T
7	A V	Perm. + Sisma trasversale con acc. verticale negativa	Sism. T
8	A V	Perm. + Sisma longitudinale con acc. verticale positiva	Sism. L
9	A V	Perm. + Sisma longitudinale con acc. verticale negativa	Sism. L

Si determinano allora le azioni di progetto riferite alla quota degli appoggi.

COMB. 1  $Perm. + Vento (1) * 1.0 + Attr. * 1.0$

<i>Az. progetto</i>	<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>
Permanenti	191.17	0.00	0.00	0.00	0.00
Vento (1) * 1.0	0.00	0.00	9.91	0.00	15.11
Attrito * 1.00	0.00	5.74	0.00	-9.84	0.00
<i>TOT</i>	191.17	5.74	9.91	-9.84	15.11

COMB. 2  $Perm. + Acc. DISP. 1 + Vento (2) * 0.6 + Attr. * 1.0$

<i>Az. progetto</i>	<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>
Permanenti	191.17	0.00	0.00	0.00	0.00
Acc. disp. 1	198.23	0.00	0.00	0.00	318.10
Vento (2) * 0.60	0.00	0.00	11.80	0.00	35.88
Attrito * 1.00	0.00	5.74	0.00	-9.84	0.00
<i>TOT</i>	389.40	5.74	11.80	-9.84	353.97

COMB. 3  $Perm. + Acc. DISP. 2 + Vento (2) * 0.6 + Attr. * 1.0$

<i>Az. progetto</i>	<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>
Permanenti	191.17	0.00	0.00	0.00	0.00
Acc. disp. 2	160.72	0.00	0.00	0.00	435.29
Vento (2) * 0.60	0.00	0.00	11.80	0.00	35.88
Attrito * 1.00	0.00	5.74	0.00	-9.84	0.00
<i>TOT</i>	351.90	5.74	11.80	-9.84	471.17

COMB. 4  $Perm. + Acc. DISP. 1 + Fren. * 1.0 + Vento (2) * 0.2 + Attr. * 1.0$

<i>Az. progetto</i>	<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>
Permanenti	191.17	0.00	0.00	0.00	0.00
Acc. disp. 1	198.23	0.00	0.00	0.00	318.10
Fren. * 1.00	0.00	66.15	0.00	-113.55	0.00
Vento (2) * 0.20	0.00	0.00	3.93	0.00	11.96
Attrito * 1.00	0.00	5.74	0.00	-9.84	0.00
<i>TOT</i>	389.40	71.89	3.93	-123.39	330.06

COMB. 5 Perm. + Acc. DISP. 2 + Fren. \* 1.0 + Vento (2) \* 0.2 + Attr. \* 1.0

Az. progetto	<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>
Permanenti	191.17	0.00	0.00	0.00	0.00
Acc. disp. 2	160.72	0.00	0.00	0.00	435.29
Fren. * 1.00	0.00	66.15	0.00	-113.55	0.00
Vento (2) * 0.20	0.00	0.00	3.93	0.00	11.96
Attrito * 1.00	0.00	5.74	0.00	-9.84	0.00
<b>TOT</b>	<b>351.90</b>	<b>71.89</b>	<b>3.93</b>	<b>-123.39</b>	<b>447.25</b>

COMB. 6 Perm. + Sisma trasversale con acc. verticale positiva

Az. progetto	<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>
Permanenti	191.17	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma orizz. trasv.	0.00	0.00	6.61	0.00	11.34
Sisma vert. +	9.18	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>TOT</b>	<b>200.35</b>	<b>0.00</b>	<b>6.61</b>	<b>0.00</b>	<b>11.34</b>

COMB. 7 Perm. + Sisma trasversale con acc. verticale negativa

Az. progetto	<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>
Permanenti	191.17	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma orizz. trasv.	0.00	0.00	6.61	0.00	11.34
Sisma vert. -	-9.18	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>TOT</b>	<b>182.00</b>	<b>0.00</b>	<b>6.61</b>	<b>0.00</b>	<b>11.34</b>

COMB. 8 Perm. + Sisma longitudinale con acc. verticale positiva

Az. progetto	<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>
Permanenti	191.17	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma orizz. long.	0.00	117.67	0.00	-201.99	0.00
Sisma vert. +	9.18	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>TOT</b>	<b>200.35</b>	<b>117.67</b>	<b>0.00</b>	<b>-201.99</b>	<b>0.00</b>

COMB. 9 Perm. + Sisma longitudinale con acc. verticale negativa

Az. progetto	<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>
Permanenti	191.17	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma orizz. long.	0.00	117.67	0.00	-201.99	0.00
Sisma vert. -	-9.18	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>TOT</b>	<b>182.00</b>	<b>117.7</b>	<b>0.00</b>	<b>-202.0</b>	<b>0.00</b>

Si riepilogano ora tutte le combinazioni esaminate, avendo l'accortezza di separare gli effetti del sisma orizzontale e di quello verticale per la verifica delle strutture che formano la spalla in oggetto. Difatti per questi elementi verrà applicata la regola che prescrive la composizione quadratica delle due azioni.

AZIONI A QUOTA APPOGGI IMPALCATO						Cond. Norm. Eserc.
COMB.	N (t)	H <sub>l</sub> (t)	H <sub>t</sub> (t)	M <sub>l</sub> (t*m)	M <sub>t</sub> (t*m)	
1	191.17	5.74	9.91	-9.84	15.11	
2	389.40	5.74	11.80	-9.84	353.97	
3	351.90	5.74	11.80	-9.84	471.17	
4	389.40	71.89	3.93	-123.39	330.06	
5	351.90	71.89	3.93	-123.39	447.25	

Perm.	6,7	191.17	0.00	0.00	0.00	0.00	Sisma Trasv.
Vert. +	6	9.18	0.00	0.00	0.00	0.00	
Vert. -	7	-9.18	0.00	0.00	0.00	0.00	
Orizz.	6,7	0.00	0.00	6.61	0.00	11.34	
Perm.	8,9	191.17	0.00	0.00	0.00	0.00	Sisma Long.
Vert. +	8	9.18	0.00	0.00	0.00	0.00	
Vert. -	9	-9.18	0.00	0.00	0.00	0.00	
Orizz.	8,9	0.00	117.67	0.00	-201.99	0.00	

### AZIONI TRASMESSE DAL TERRENO IN CONDIZIONI NORMALI

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

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

Si calcola poi il coeff. di spinta attiva  $K_a$  dalla relazione di Rankine come

$$K_a = 0.27099$$

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  $Pend._m$  l'inclinazione della parete posteriore del muro frontale, 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)	$Pend._m$ %	$H_{m+par}$ (m)	$S_{pt,r dx}$ (m)	$Pend._r dx$ %	$S_{pt,r sx}$ (m)
12.00	12.35	5.10	1.50	0	8.39	1.00	0	1.00

$Pend._r sx$ %	$H_r dx$ (m)	$H_r sx$ (m)
0	8.39	8.39

$Q_t$ (t)	$Q_s$ (t)	$e_{Qt}$ (m)	$e_{Qs}$ (m)
844.35	111.78	9.30	9.30

## 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)
12.35	1.80	8.39	312.94	68.23	3.40	5.10

Riassumendo le varie azioni trasmesse dal terreno alla spalla, considerate agenti al centro del filo anteriore della fondazione, si ha:

<i>Az. progetto</i>	$N$ (t)	$H_l$ (t)	$H_t$ (t)	$M_l$ (t*m)	$M_t$ (t*m)
Terreno sopra platea	956.13	0.00	0.00	8,892.03	0
Spinta della terra	0.00	312.94	0.00	-1,063.28	0.00
Spinta per carico acc.	0.00	68.23	0.00	-347.72	0.00
<i>TOT</i>	956.13	381.17	0.00	7,481.04	0.00

## AZIONI TRASMESSE DAL TERRENO IN CONDIZIONI DI SISMA

### ### SISMA LONGITUDINALE

In caso di sisma longitudinale orizzontale si ha incremento di spinta sismico sul terreno portato. Risulta:

$$\begin{aligned}
 C &= 0.02 & \theta &= \arctg(C) = 1.146^\circ \\
 i' &= i + \theta = 1.146^\circ \\
 \beta' &= \beta + \theta = 1.146^\circ \\
 \alpha &= 90^\circ - \beta' = 88.854^\circ \\
 \phi' &= 35^\circ
 \end{aligned}$$

Indicando con  $K_{a,s}$  il coeff. di spinta attiva in condizioni sismiche, si ha (vedi G. U. del 5/2/1996)

$$K_{a,s} = 0.2816$$

da cui si calcola un coefficiente orizzontale di spinta pari a

$$K_{a,s \text{ orizzontale}} = K_{a,s} \cdot \cos(\theta) = 0.2816$$

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

S	C	$K_h$	$K_v$
4	0.02	0.0346	0.0480

si ha

$B_{tp}$ (m)	$H_p$ (m)	$H_m$ (m)	$H_{par}$ (m)
12.35	1.80	4.96	3.43

orizzontale						verticale
$\Delta S_{a,t}$ (t)	$e_{Sa,t}$ (t*m)	$\Delta M_{Sa,t}$ (t*m)	$F_{iQt}$ (t)	$e_{FiQt}$ (m)	$M_{FiQt}$ (t*m)	$\Delta Q_{s,l}$ (t)
12.22	6.80	-83.07	29.18	6.00	-174.98	40.53

### ### 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)
29.18	6.00	174.98	40.53

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	844.35	0.00	0.00	8,892.03	0.00
Spinta attiva terreno	0.00	381.17	0.00	-1,411.00	0.00
Sisma long. orizzontale	0.00	41.41	0.00	-258.06	0.00
Sisma trasv. orizzontale	0.00	0.00	29.18	0.00	174.98
Sisma vert. + Incr. peso	40.53	0.00	0.00	376.92	0.00
Sisma vert. +Decr. peso	-40.53	0.00	0.00	-376.92	0.00

### AZIONI DOVUTE AL PESO PROPRIO IN CONDIZIONI NORMALI

Ricordando la geometria della spalla delineata nel cap. 4, e considerando tutte le azioni agenti al centro del filo anteriore della platea di fondazione, risulta, con  $e_{l,N}$ ,  $e_{t,N}$ ,  $e_{v,N}$  eccentricità longitudinale, trasversale e verticale del peso degli elementi:

	N (t)	$e_{l,N}$ (m)	$e_{t,N}$ (m)	$e_{v,N}$ (m)
Muro frontale	213.90	5.85	0.00	4.28
Speroni	182.53	2.80	0.00	4.28
Soletta speroni	52.90	2.80	0.00	6.56
Paraghiaia	148.05	5.85	0.00	8.48
Mensola	47.62	4.13	0.00	9.87
	644.99	4.61	0.00	5.84
Muro di risvolto dx	113.31	9.30	5.68	6.00
Muro di risvolto sx	113.31	9.30	-5.68	6.00
	226.61	9.30	0.00	6.00

Orecchia dx	0.00	0.00	0.00	0.00
Orecchia sx	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00

Platea di fondazione	666.90	6.00	0.00	0.90
----------------------	--------	------	------	------

*tot*            1,538.50    5.90    0.00    3.72

Riassumendo

<i>Az. progetto</i>	<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>
Peso proprio	1,538.50	0.00	0.00	9,082.23	0.00

### AZIONI DOVUTE AL PESO PROPRIO IN CONDIZIONI DI SISMA

Si ricorda che risulta:

<b>S</b>	<b>C</b>	<b>K<sub>h</sub></b>	<b>K<sub>v</sub></b>
4	0.02	0.0346	0.0480

### ### SISMA LONGITUDINALE

Risulta

	<b>H<sub>l</sub> (t)</b>	<b>e<sub>v,N</sub> (m)</b>	<b>M<sub>l</sub> (t*m)</b>
Muro frontale	7.39	4.28	-31.64
Speroni	6.31	4.28	-27.00
Soletta speroni	1.83	6.56	-11.99
Paraghiaia	5.12	8.48	-43.37
Mensola	1.65	9.87	-16.24
Muro di risvolto dx	3.92	6.00	-23.48
Muro di risvolto sx	3.92	6.00	-23.48
Orecchia dx	0.00	0.00	0.00
Orecchia sx	0.00	0.00	0.00
Platea di fondazione	23.05	0.90	-20.74
<i>TOT</i>	53.17		-197.95

### ### SISMA TRASVERSALE

Risulta

	<b>H<sub>t</sub></b> <b>(t)</b>	<b>e<sub>v,N</sub></b> <b>(m)</b>	<b>M<sub>t</sub></b> <b>(t*m)</b>
Muro frontale	7.39	4.28	31.64
Speroni	6.31	4.28	27.00
Soletta speroni	1.83	6.56	11.99
Paraghiaia	5.12	8.48	43.37
Mensola	1.65	9.87	16.24
Muro di risvolto dx	3.92	6.00	23.48
Muro di risvolto sx	3.92	6.00	23.48
Orecchia dx	0.00	0.00	0.00
Orecchia sx	0.00	0.00	0.00
Platea di fondazione	23.05	0.90	20.74
<i>TOT</i>	53.17		197.95

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

<i>Az. progetto</i>	<b>N</b> <b>(t)</b>	<b>H<sub>l</sub></b> <b>(t)</b>	<b>H<sub>t</sub></b> <b>(t)</b>	<b>M<sub>l</sub></b> <b>(t*m)</b>	<b>M<sub>t</sub></b> <b>(t*m)</b>
Peso proprio spalla	1,538.50	0.00	0.00	9,082.23	0.00
Sisma long. orizzontale	0.00	53.17	0.00	-197.95	0.00
Sisma trasv. orizzontale	0.00	0.00	53.17	0.00	197.95
Sisma vert. + Incr. peso	73.85	0.00	0.00	435.95	0.00
Sisma vert. - Decr. peso	-73.85	0.00	0.00	-435.95	0.00

### COMBINAZIONI DI CARICO DI TUTTE LE AZIONI

Per poter sommare le azioni provenienti dall'impalcato a quelle dovute al terreno e al peso proprio, è necessario riportare innanzitutto le azioni trasmesse dall'impalcato al centro del filo anteriore della platea (quota intradosso), rispetto a dove sono state calcolate le azioni relative al terreno e al peso proprio.

Per il trasporto si introducono le eccentricità longitudinale  $e_l$  e trasversale  $e_t$ , ovvero rispettivamente la distanza tra l'asse appoggi e il filo anteriore della fondazione e la distanza tra l'asse del viadotto e l'asse trasversale della platea (distanza positiva se l'asse platea è spostato a dx rispetto all'asse viadotto). Si ha infine una eccentricità verticale  $e_v$  pari alla distanza tra la quota appoggi e la quota di intradosso della platea.

$$e_l = -1.20 \text{ m}$$

$$e_t = 0.38 \text{ m}$$

$$e_v = -6.76 \text{ m}$$

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

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

(momenti positivi se antiorari)

Azioni impalcato rispetto filo anteriore inf. platea						
	<b>N</b>	<b>H<sub>l</sub></b>	<b>H<sub>t</sub></b>	<b>M<sub>l</sub></b>	<b>M<sub>t</sub></b>	
<b>COMB.</b>	<b>(t)</b>	<b>(t)</b>	<b>(t)</b>	<b>(t*m)</b>	<b>(t*m)</b>	
1	191.17	5.74	9.91	180.79	153.80	Cond. Norm. Eserc.
2	389.40	5.74	11.80	418.67	579.74	
3	351.90	5.74	11.80	373.66	682.87	
4	389.40	71.89	3.93	-142.05	502.66	
5	351.90	71.89	3.93	-187.06	605.79	

<i>Perm.</i>	6,7	191.17	0.00	0.00	229.41	71.69	Sisma Trasv.
<i>Vert. +</i>	6	9.18	0.00	0.00	11.01	3.44	
<i>Vert. -</i>	7	-9.18	0.00	0.00	-11.01	-3.44	
<i>Orizz.</i>	6,7	0.00	0.00	6.61	0.00	56.00	
<i>Perm.</i>	8,9	191.17	0.00	0.00	229.41	71.69	Sisma Long.
<i>Vert. +</i>	8	9.18	0.00	0.00	11.01	3.44	
<i>Vert. -</i>	9	-9.18	0.00	0.00	-11.01	-3.44	
<i>Orizz.</i>	8,9	0.00	117.67	0.00	-997.47	0.00	

Si sommano ora le azioni provenienti dall'impalcato a quelle derivanti dal terreno e dal peso proprio degli elementi della spalla.

Azioni totali rispetto filo anteriore platea						
<b>COMB.</b>	<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>	
1	2,685.81	386.91	9.91	16,744.06	153.80	Cond. Norm. Eserc.
2	2,884.04	386.91	11.80	16,981.93	579.74	
3	2,846.54	386.91	11.80	16,936.93	682.87	
4	2,884.04	453.06	3.93	16,421.21	502.66	
5	2,846.54	453.06	3.93	16,376.21	605.79	

<i>Perm.</i>	6,7	2,574.03	312.94	0.00	16,792.68	71.69	Sisma Trasv.
<i>Vert. +</i>	6	123.55	0.00	0.00	823.88	3.44	
<i>Vert. -</i>	7	-123.55	0.00	0.00	-823.88	-3.44	
<i>Orizz.</i>	6,7	0.00	0.00	88.96	0.00	428.93	
<i>Perm.</i>	8,9	2,574.03	312.94	0.00	16,792.68	71.69	Sisma Long.
<i>Vert. +</i>	8	123.55	0.00	0.00	823.88	3.44	
<i>Vert. -</i>	9	-123.55	0.00	0.00	-823.88	-3.44	
<i>Orizz.</i>	8,9	0.00	212.25	0.00	-1,453.47	0.00	

## VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE DELLA SPALLA

### VERIFICA DELLA FONDAZIONE SU PALI

Numero totale dei pali  $N_p = 18$

Dimensioni platea di fondazione (m)

X	Y	Z
12.00	12.35	1.80

Area fondazione  $148.20 \text{ m}^2$

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

Baricentro palificata

X	Y
0.00	0.00

$X_G$	$Y_G$
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 ( $\text{m}^2$ )

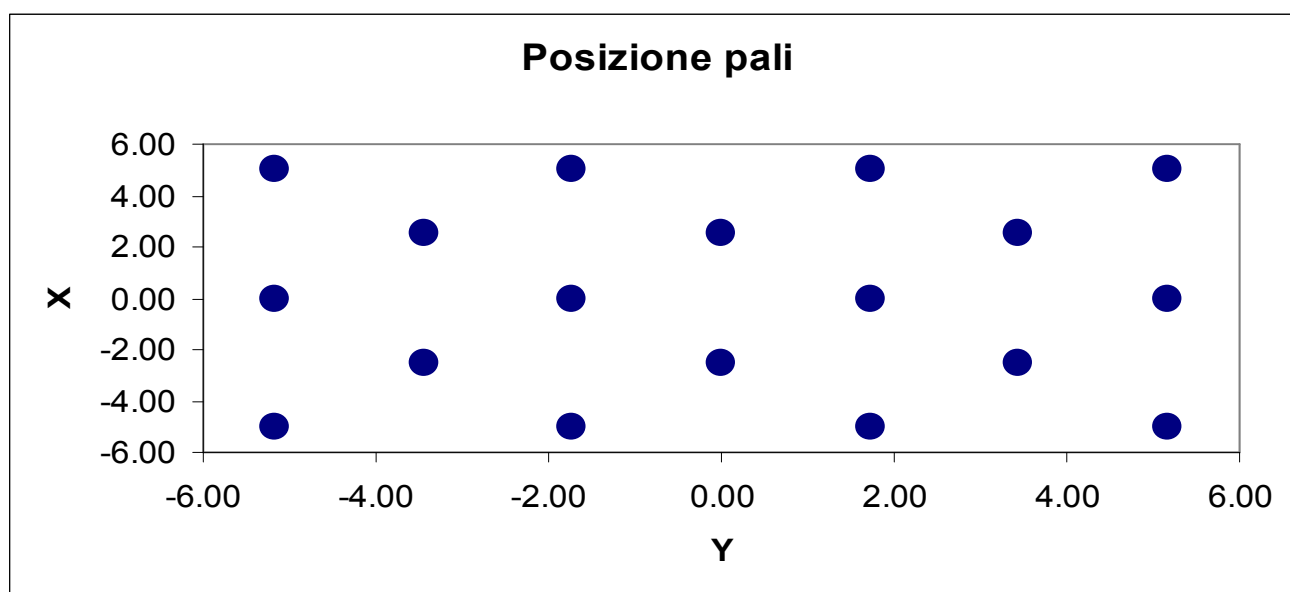
$J_l$	$J_t$
237.5	226.148



Coordinate pali rispetto al baricentro platea (X,Y) e al baricentro palificata ( $X_g, Y_g$ ):

Pali	X (m)	Y (m)	$X_g$ (m)	$Y_g$ (m)	$W_l$ (m)	$W_t$ (m)
1	5.00	5.18	5.00	5.18	47.50	43.70
2	5.00	1.73	5.00	1.73	47.50	131.10
3	5.00	-1.73	5.00	-1.73	47.50	-131.10
4	5.00	-5.18	5.00	-5.18	47.50	-43.70
5	2.50	3.45	2.50	3.45	95.00	65.55
6	2.50	0.00	2.50	0.00	95.00	Infinito
7	2.50	-3.45	2.50	-3.45	95.00	-65.55
8	0.00	5.18	0.00	5.18	Infinito	43.70
9	0.00	1.73	0.00	1.73	Infinito	131.10
10	0.00	-1.73	0.00	-1.73	Infinito	-131.10
11	0.00	-5.18	0.00	-5.18	Infinito	-43.70
12	-2.50	3.45	-2.50	3.45	-95.00	65.55
13	-2.50	0.00	-2.50	0.00	-95.00	Infinito
14	-2.50	-3.45	-2.50	-3.45	-95.00	-65.55
15	-5.00	5.18	-5.00	5.18	-47.50	43.70
16	-5.00	1.73	-5.00	1.73	-47.50	131.10
17	-5.00	-1.73	-5.00	-1.73	-47.50	-131.10
18	-5.00	-5.18	-5.00	-5.18	-47.50	-43.70
19						
20						

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:

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

$$e_{i, \text{pali}} = 6.00 \text{ m}$$

		Azioni totali rispetto baricentro palificata					
		<b>N</b>	<b>H<sub>i</sub></b>	<b>H<sub>t</sub></b>	<b>M<sub>i</sub></b>	<b>M<sub>t</sub></b>	
<b>COMB.</b>		<b>(t)</b>	<b>(t)</b>	<b>(t)</b>	<b>(t*m)</b>	<b>(t*m)</b>	
	1	2,685.81	386.91	9.91	629.20	153.80	Cond. Norm. Eserc.
	2	2,884.04	386.91	11.80	-322.29	579.74	
	3	2,846.54	386.91	11.80	-142.28	682.87	
	4	2,884.04	453.06	3.93	-883.01	502.66	
	5	2,846.54	453.06	3.93	-703.00	605.79	
<i>Perm.</i>	6,7	2,574.03	312.94	0.00	1,348.49	71.69	Sisma Trasv.
<i>Vert. +</i>	6	123.55	0.00	0.00	82.56	3.44	
<i>Vert. -</i>	7	-123.55	0.00	0.00	-82.56	-3.44	
<i>Orizz.</i>	6,7	0.00	0.00	88.96	0.00	428.93	
<i>Perm.</i>	8,9	2,574.03	312.94	0.00	1,348.49	71.69	Sisma Long.
<i>Vert. +</i>	8	123.55	0.00	0.00	82.56	3.44	
<i>Vert. -</i>	9	-123.55	0.00	0.00	-82.56	-3.44	
<i>Orizz.</i>	8,9	0.00	212.25	0.00	-1,453.47	0.00	

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

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

Per le combinazioni di carico sismiche lo sforzo assiale in testa ai pali si otterrà dalla combinazione quadratica delle componenti verticali e orizzontali dell'azione sismica, pari a:

$$N_{\text{palo}} = (N + \alpha_N (N_v^{\beta_N} + N_o^{\beta_N})^{1/\beta_N}) / n^\circ \text{ pali} + (M_i + \alpha_{M_i} (M_{i,v}^{\beta_{M_i}} + M_{i,o}^{\beta_{M_i}})^{1/\beta_{M_i}}) / W_i + (M_t + \alpha_{M_t} (M_{t,v}^{\beta_{M_t}} + M_{t,o}^{\beta_{M_t}})^{1/\beta_{M_t}}) / W_t$$

dove i generici  $\alpha_i = 1$  e  $\beta_i = 1$  se le sollecitazioni i-esime del sisma verticale e orizzontale hanno segni differenti (oppure una delle due è nulla), mentre  $\alpha_i$  ha il segno delle sollecitazioni i-esime e  $\beta_i = 2$  se le stesse hanno lo stesso segno.

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

**Combinazioni di carico**

<b>PALI</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>7</b>	<b>8</b>	<b>9</b>
1	139.5	180.3	176.8	190.3	186.8	131.2	120.9	152.1	140.0
2	137.1	171.4	166.3	182.6	177.6	123.6	113.3	150.9	138.9
3	134.8	162.6	155.9	175.0	168.3	115.9	105.7	149.8	137.9
4	132.4	153.7	145.5	167.3	159.1	108.3	98.1	148.6	136.8
5	144.9	172.5	170.1	177.2	174.8	142.4	130.4	151.2	138.3
6	142.6	163.6	159.6	169.5	165.5	134.8	122.8	150.1	137.3
7	140.2	154.8	149.2	161.9	156.3	127.2	115.2	149.0	136.2
8	152.7	173.5	173.8	171.7	172.0	161.3	147.5	151.6	137.7
9	150.4	164.6	163.3	164.1	162.8	153.7	139.9	150.4	136.7
10	148.0	155.8	152.9	156.4	153.5	146.0	132.3	149.3	135.6
11	145.7	147.0	142.5	148.7	144.3	138.4	124.8	148.1	134.6
12	158.2	165.7	167.1	158.6	160.0	172.6	157.0	150.8	136.0
13	155.8	156.8	156.6	150.9	150.7	164.9	149.5	149.6	135.0
14	153.5	148.0	146.2	143.3	141.5	157.3	141.9	148.5	134.0
15	166.0	166.7	170.8	153.1	157.2	191.4	174.2	151.1	135.4
16	163.6	157.9	160.4	145.5	148.0	183.8	166.6	150.0	134.4
17	161.3	149.0	149.9	137.8	138.7	176.2	159.0	148.8	133.4
18	158.9	140.2	139.5	130.1	129.5	191.4	151.4	147.7	132.3
19									
20									

$N_{\max}$  (t) 166.0 180.3 176.8 190.3 186.8 191.4 174.2 152.1 140.0

$N_{\min}$  (t) 132.4 140.2 139.5 130.1 129.5 108.3 98.1 147.7 132.3

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

Sollecitazioni a quota intradosso platea		
COMB.	H <sub>l</sub> (t)	H <sub>t</sub> (t)
1	386.9	9.9
2	386.9	11.8
3	386.9	11.8
4	453.1	3.9
5	453.1	3.9
6	312.9	89.0
7	312.9	89.0
8	525.2	0.0
9	525.2	0.0

T <sub>l</sub> (t)	T <sub>t</sub> (t)	T <sub>max</sub> (t)
21.49	0.55	21.50
21.49	0.66	21.50
21.49	0.66	21.50
25.17	0.22	25.17
25.17	0.22	25.17
17.39	4.94	18.07
17.39	4.94	18.07
29.18	0.00	29.18
29.18	0.00	29.18

Il taglio massimo è dunque pari a  $T_{max} = 29.18$  t

PALI		
SISM		ESER
191.4	N <sub>max</sub>	190.3
98.1	N <sub>min</sub>	129.5
29.2	T <sub>max</sub>	25.2

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<sub>0</sub> lunghezza elastica del palo

Ponendo

$$\begin{aligned} \phi \text{ palo} = \text{diametro del palo} &= 120.0 \text{ cm} \\ K_w = \text{modulo di Winkler del terreno} &= 1,500 \text{ t/m}^3 \\ E_{cls} = \text{modulo di elasticità del calcestruzzo} &= 311,769 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

risulta

$$L_0 = 4.656 \text{ m}$$

da cui

$$M_{max} = 67.932 \text{ t*m}$$

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

$$N_{\max} = 152.1 \text{ t}$$

$$N_{\min} = 132.3 \text{ t}$$

Per quanto riguarda l'armatura, risulta

$$\text{Raggio anello armatura} = 53.50 \text{ cm} \qquad \text{Copriferro} = 6.5 \text{ cm}$$

$$\text{Area armatura anulare} = 95.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Coeff. omogeneizzazione } n = 15.0$$

Si ricorda che per le tensioni ammissibili si ha:

$$\text{Tensione ammissibile cls} = 97.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Tensione ammissibile acciaio} = 2,600 \text{ kg/cm}^2$$

#### **Verifica con sforzo normale massimo**

Centro di pressione esterno al nocciolo centrale d'inerzia (Grande eccentricità)

$$\text{Angolo al centro asse neutro} = 187.63 \text{ }^\circ$$

$$\text{Distanza asse neutro da lembo compresso} = 63.99 \text{ cm}$$

$$\text{Tensione max di compressione Cls} = 56.37 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Tensione armatura tesa} = 654.16 \text{ kg/cm}^2$$

#### **Verifica con sforzo normale minimo**

Centro di pressione esterno al nocciolo centrale d'inerzia (Grande eccentricità)

$$\text{Angolo al centro asse neutro} = 177.685 \text{ }^\circ$$

$$\text{Distanza asse neutro da lembo compresso} = 58.79 \text{ cm}$$

$$\text{Tensione max di compressione Cls} = 57.3289 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Tensione armatura tesa} = 800.32 \text{ kg/cm}^2$$

## AZIONI SUL MURO FRONTALE

### AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO

Le azioni trasmesse dall'impalcato sul muro frontale sono già state calcolate nel cap. 5, riferite alla quota appoggi e all'asse del viadotto.

Delle 9 combinazioni di carico individuate nel cap. 5, interessano solo quelle relative alle condizioni normali di esercizio (1-5) e al sisma longitudinale (8,9), non avendo il sisma trasversale (7,8) rilevanza ai fini della verifica del muro frontale. Nella verifica inoltre non si considera il momento trasversale  $M_t$ .

Tali azioni devono ora essere riportate al baricentro della sezione di spiccato del muro frontale (comprensivo degli speroni).

A tal fine si identifica una eccentricità longitudinale  $e_l$  pari alla distanza tra l'asse appoggi e il baricentro del muro frontale, e un eccentricità verticale  $e_v$  pari all'altezza del muro frontale.

Risulta allora:

$$e_l = 3.25 \quad \text{m}$$

$$e_v = -4.96 \quad \text{m}$$

$$M_l = M_{l,\text{appoggi}} - N_{\text{appoggi}} * e_l + H_{l,\text{appoggi}} * e_v$$

AZIONI IMPALCATO rispetto baricentro muro						
	COMB.	N (t)	H <sub>l</sub> (t)	H <sub>t</sub> (t)	M <sub>l</sub> (t*m)	M <sub>t</sub> (t*m)
	1	191.17	5.74	9.91	-658.78	-
	2	389.40	5.74	11.80	-1302.16	-
	3	351.90	5.74	11.80	-1180.44	-
	4	389.40	71.89	3.93	-1743.81	-
	5	351.90	71.89	3.93	-1622.09	-
Perm.	8,9	191.17	0.00	0.00	-620.49	-
Vert. +	8	9.18	0.00	0.00	-29.78	-
Vert. -	9	-9.18	0.00	0.00	29.78	-
Orizz.	8,9	0.00	117.67	0.00	-583.67	-

### AZIONI TRASMESSE DAL TERRENO

Per il calcolo delle azioni trasmesse dal terreno si ricorda che nel cap. 5 si è assunto un peso specifico del terreno  $\gamma_t$  e un angolo di attrito interno  $\phi'$  pari a:

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

Si calcola poi il coeff. di spinta attiva  $K_a$  dalla relazione di Rankine come

$$K_a = 0.27099$$

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

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

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 al baricentro della sezione di spiccato del muro frontale, si ha (con  $B_{tm}$  e  $H_m$  rispettivamente larghezza trasversale e altezza del muro frontale e con  $H_{par}$  altezza del muro paraghiaia):

$B_{tm}$ (m)	$H_m$ (m)	$H_{par}$ (m)	$S_{a,t}$ (t)	$S_{a,s}$ (t)	$e_{Sa,t}$ (m)	$e_{Sa,s}$ (m)
11.50	4.96	3.43	197.57	52.31	2.80	4.20

In caso di sisma longitudinale (il sisma trasversale non ha interesse per la verifica del muro frontale), si ha, ricordando il cap. 5,

$$\begin{aligned}
 C &= 0.02 & \theta &= \arctg(C) = 1.146^\circ \\
 i' &= i + \theta = 1.146^\circ \\
 \beta' &= \beta + \theta = 1.146^\circ \\
 \alpha &= 90^\circ - \beta' = 88.854^\circ \\
 \phi' &= 35^\circ
 \end{aligned}$$

Indicando con  $K_{a,s}$  il coeff. di spinta attiva in condizioni sismiche, si ha (vedi G. U. del 5/2/1996)

$$K_{a,s} = 0.2816$$

da cui si calcola un coefficiente orizzontale di spinta pari a

$$K_{a,s \text{ orizzontale}} = k_{a,s} \cdot \cos(\theta) = 0.2816$$

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

si ha

$\Delta S_{a,t}$ (t)	$e_{\Delta Sa,t}$ (t*m)
7.72	5.60

Riassumendo le varie azioni trasmesse dal terreno al muro frontale, sia in condizioni normali che di sisma longitudinale, considerate agenti al baricentro della sezione di spiccato del muro, si ha:

<i>Az. progetto</i>	<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>
Spinta attiva terreno	0.00	197.57	0.00	-552.74	0.00
Spinta attiva sovraccarico	0.00	52.31	0.00	-219.53	0.00
Sisma long. orizzontale	0.00	7.72	0.00	-43.18	0.00

### **AZIONI DOVUTE AL PESO PROPRIO**

Ricordando la geometria della spalla delineata nel cap. 4, e considerando tutte le azioni agenti al baricentro della sezione di spiccatto del muro di fondazione, risulta, per il peso del muro e del sovraccarico dovuto al paraghiaia, con el eccentricità longitudinale:

<b>N<sub>muro</sub> (t)</b>	<b>e<sub>l,muro</sub> (m)</b>	<b>N<sub>paragh</sub> (t)</b>	<b>e<sub>l,paragh</sub> (m)</b>	<b>N<sub>soletta</sub> (t)</b>	<b>e<sub>l,soletta</sub> (m)</b>	<b>N<sub>mensola</sub> (t)</b>	<b>e<sub>l,mensola</sub> (m)</b>
396.43	0.00	148.05	1.40	52.90	-1.65	47.62	-0.31

In caso di sisma longitudinale, ricordando che risulta

<b>S</b>	<b>C</b>	<b>K<sub>h</sub></b>	<b>K<sub>v</sub></b>
4	0.02	0.0346	0.0480

si ha, indicando con  $e_v$  l'eccentricità verticale della forza d'inerzia del muro frontale+paraghiaia +soletta+mensola

<b>H<sub>l</sub> (t)</b>	<b>e<sub>v</sub> (t)</b>
22.29	4.04

Riassumendo le varie azioni, sia in condizioni normali che di sisma, considerate agenti al baricentro della sezione di spiccatto del muro frontale, si ha:

<i>Az. progetto</i>	<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>
Peso proprio muro front.	396.43	0.00	0.00	0.00	0.00
Peso proprio paraghiaia	148.05	0.00	0.00	207.91	0.00
Peso proprio soletta	52.90	0.00	0.00	-87.06	0.00
Peso proprio mensola	47.62	0.00	0.00	-14.94	0.00
Sisma long. orizzontale	0.00	22.29	0.00	-90.12	0.00
Sisma vert. + Incr. peso	30.96	0.00	0.00	5.08	0.00
Sisma vert. - Decr. peso	-30.96	0.00	0.00	-5.08	0.00



## COMBINAZIONI DI CARICO DI TUTTE LE AZIONI

Sommando le azioni dovute al terreno e quelle derivanti dal peso proprio alle azioni trasmesse dall'impalcato, tutte riferite al baricentro della sezione di spiccato del muro frontale, si ha:

		AZIONI TOTALI rispetto al baricentro muro					
		<b>N</b>	<b>H<sub>l</sub></b>	<b>H<sub>t</sub></b>	<b>M<sub>l</sub></b>	<b>M<sub>t</sub></b>	
<b>COMB.</b>		<b>(t)</b>	<b>(t)</b>	<b>(t)</b>	<b>(t*m)</b>	<b>(t*m)</b>	
	1	836.17	255.62	9.91	-1325.14	-	Cond. Norm. Eserc.
	2	1034.39	255.62	11.80	-1968.52	-	
	3	996.89	255.62	11.80	-1846.80	-	
	4	1034.39	321.77	3.93	-2410.17	-	
	5	996.89	321.77	3.93	-2288.45	-	
<i>Perm.</i>	8,9	836.17	197.57	0.00	-1067.32	-	Sisma Long.
<i>Vert. +</i>	8	40.14	0.00	0.00	-24.70	-	
<i>Vert. -</i>	9	-40.14	0.00	0.00	24.70	-	
<i>Orizz.</i>	8,9	0.00	147.68	0.00	-716.97	-	

Per le combinazioni di carico sismiche la generica sollecitazione S si otterrà dalla combinazione quadratica delle componenti verticali e orizzontali dell'azione sismica:

$$S = (S_{perm} + \alpha(S_v^\beta + S_o^\beta)^{1/\beta})$$

dove  $\alpha = 1$  e  $\beta=1$  se le sollecitazioni del sisma verticale e orizzontale hanno segni differenti (oppure una delle due è nulla), mentre  $\alpha$  ha il segno delle sollecitazioni e  $\beta=2$  se le stesse hanno lo stesso segno.

Per la verifica del muro frontale si trascura il contributo irrigidente dei muri di risvolto; è così possibile considerare il muro stesso come due travi a T rovescia incastrate al piede, e verificarlo di conseguenza.

Per ciascuna delle due travi a T rovescia si ottiene:

		AZIONI su trave T rispetto al baricentro muro					
		<b>N</b>	<b>H<sub>l</sub></b>	<b>H<sub>t</sub></b>	<b>M<sub>l</sub></b>	<b>M<sub>t</sub></b>	
<b>COMB.</b>		<b>(t/m)</b>	<b>(t/m)</b>	<b>(t/m)</b>	<b>(t*m/m)</b>	<b>(t*m/m)</b>	
	1	418.08	127.81	4.96	-662.57	-	Cond. Norm. Eserc.
	2	517.20	127.81	5.90	-984.26	-	
	3	498.45	127.81	5.90	-923.40	-	
	4	517.20	160.89	1.97	-1205.08	-	
	5	498.45	160.89	1.97	-1144.22	-	
<i>Vert. +</i>	8	438.15	172.63	0.00	-892.36	-	Sisma Long.
<i>Vert. -</i>	9	398.02	172.63	0.00	-879.79	-	

## VERIFICHE DEGLI ELEMENTI DELLA SPALLA

### VERIFICA MURO FRONTALE

Segue la verifica a pressoflessione per le varie combinazioni di carico:

Altezza totale sezione	610.00	cm
Altezza ala	150.00	cm
Larghezza anima	160.00	cm
Larghezza ala	575.00	cm
Copriferro armatura compressa	5.00	cm
Copriferro armatura tesa	5.00	cm
Coefficiente di omogeneizzazione	15.00	
Area armatura compressa	30.00	cm <sup>2</sup>
Area armatura tesa	160.00	cm <sup>2</sup>

Si ricorda che risulta

Tensione ammissibile cls	110	kg/cm <sup>2</sup>
Tensione ammissibile acciaio	2,600	kg/cm <sup>2</sup>

#### *Combinazione 1*

Momento flettente	-662.57	t*m
Sforzo normale	418.08	t

#### Sezione parzializzata

Dist. asse neutro da lembo compresso	603.02	cm
Tensione max cls	7.50	kg/cm <sup>2</sup>
Tensione armatura tesa	-0.37	kg/cm <sup>2</sup>
Tensione armatura compressa	111.62	kg/cm <sup>2</sup>

#### *Combinazione 2*

Momento flettente	-984.26	t*m
Sforzo normale	517.20	t

#### Sezione parzializzata

Dist. asse neutro da lembo compresso	559.50	cm
Tensione max cls	10.62	kg/cm <sup>2</sup>
Tensione armatura tesa	-12.96	kg/cm <sup>2</sup>
Tensione armatura compressa	157.93	kg/cm <sup>2</sup>

### Combinazione 3

Momento flettente	-923.40	t*m
Sforzo normale	498.45	t

#### Sezione parzializzata

Dist. asse neutro da lembo compresso	566.38	cm
Tensione max cls	10.02	kg/cm2
Tensione armatura tesa	-10.25	kg/cm2
Tensione armatura compressa	148.99	kg/cm2

### Combinazione 4

Momento flettente	-1205.08	t*m
Sforzo normale	517.20	t

#### Sezione parzializzata

Dist. asse neutro da lembo compresso	498.64	cm
Tensione max cls	12.79	kg/cm2
Tensione armatura tesa	-40.92	kg/cm2
Tensione armatura compressa	189.89	kg/cm2

### Combinazione 5

Momento flettente	-1144.22	t*m
Sforzo normale	498.45	t

#### Sezione parzializzata

Dist. asse neutro da lembo compresso	503.95	cm
Tensione max cls	12.13	kg/cm2
Tensione armatura tesa	-36.50	kg/cm2
Tensione armatura compressa	180.21	kg/cm2

### Combinazione 8

Momento flettente	-892.36	t*m
Sforzo normale	438.15	t

#### Sezione parzializzata

Dist. asse neutro da lembo compresso	541.18	cm
Tensione max cls	9.53	kg/cm2
Tensione armatura tesa	-16.85	kg/cm2
Tensione armatura compressa	141.60	kg/cm2

## Combinazione 9

Momento flettente	-879.79	t*m
Sforzo normale	398.02	t

### Sezione parzializzata

Dist. asse neutro da lembo compresso	516.62	cm
Tensione max cls	9.33	kg/cm <sup>2</sup>
Tensione armatura tesa	-23.95	kg/cm <sup>2</sup>
Tensione armatura compressa	138.62	kg/cm <sup>2</sup>

Riassumendo per le varie combinazioni si ha

	1	2	3	4	5	8	9
$y_n$	603.0	559.5	566.4	498.6	504.0	541.2	516.6
$\sigma_{c,max}$	7.5	10.6	10.0	12.8	12.1	9.5	9.3
$\sigma_{a,t}$	-0.4	-13.0	-10.2	-40.9	-36.5	-16.9	-23.9
$\sigma_{a,c}$	111.6	157.9	149.0	189.9	180.2	141.6	138.6

dove  $y_n$  è la distanza dell'asse neutro dal lembo compresso ("--" se la sezione è interamente reagente e compressa),  $\sigma_{c,max}$  è la tensione massima nel cls,  $\sigma_{a,t}$  e  $\sigma_{a,c}$  le tensioni rispettivamente nell'armatura tesa e compressa ("--" se la sezione è interamente reagente e compressa).

## VERIFICA MURO PARAGHIAIA

La verifica viene fatta sia per la condizione di esercizio, che per quella sismica.

### ### Condizione di esercizio

Il muro paraghiaia è sollecitato dalla spinta attiva del terreno e del sovraccarico  $q_s$  su questo. Vanno inoltre considerate le azioni di un asse che freni sul paraghiaia e le azioni eventualmente trasmesse dall'impalcato.

Per quanto riguarda la spinta attiva del terreno  $S_{a,t}$  e del sovraccarico  $S_{a,s}$  si ha, indicando con  $e_{S_{a,t}}$  e  $e_{S_{a,s}}$  le eccentricità di tali forze rispetto al baricentro della base del muro paraghiaia

$$\gamma_t = 1.80 \quad t/m^3 \qquad \phi' = 35^\circ \qquad q_s = 2.00 \quad t/m^2$$

$$K_a = 0.27099$$

$B_{tpar}$ (m)	$H_{par}$ (m)	$S_{a,t}$ (t)	$S_{a,s}$ (t)	$e_{S_{a,t}}$ (m)	$e_{S_{a,s}}$ (m)
11.50	3.43	33.06	21.40	1.14	1.72

Riportando tali azioni a metro lineare di muro e calcolando il momento  $M_{I1}$  rispetto alla base del muro paraghiaia, risulta

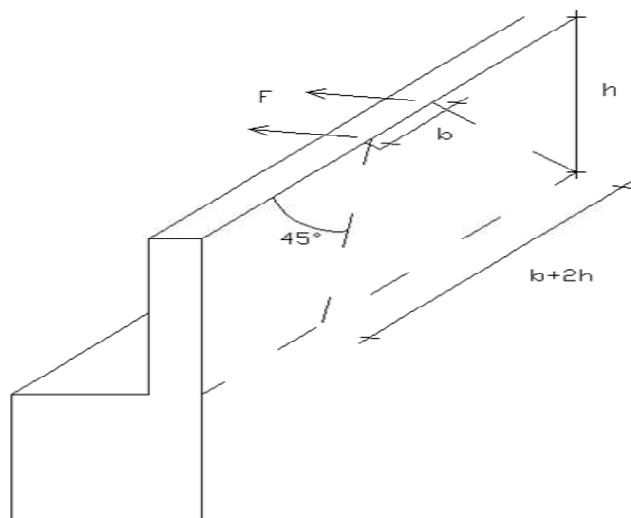
$S_{a,t}$ (t/m)	$S_{a,s}$ (t/m)	$e_{Sa,t}$ (m)	$e_{Sa,s}$ (m)	$M_{I1}$ (t*m/m)
2.87	1.86	1.14	1.72	-6.48

Per quanto riguarda l'azione di frenatura sul paraghiaia e sul terreno subito retrostante, la normativa prescrive che la forza di frenatura sia pari al 20% del carico  $q_{1a}$ , pari a tre assi da 20 t, ovvero a 4 t per asse. Ai fini della verifica si trascura l'asse più lontano dal paraghiaia, considerando dunque l'asse gravante sul paraghiaia e l'asse retrostante gravante sul terreno, a distanza di 1,5 m dal primo. Si assume una ripartizione degli sforzi a 45° all'interno del muro, e a 60° nel terreno.

Indicando con  $H_{par}$  l'altezza del muro paraghiaia, con  $F$  la forza di frenatura e con  $b$  l'interasse delle due ruote di un asse, si trova per l'asse che frena sul paraghiaia un momento  $M_{I2}$  per unità di lunghezza del muro, rispetto alla base dello stesso, pari a:

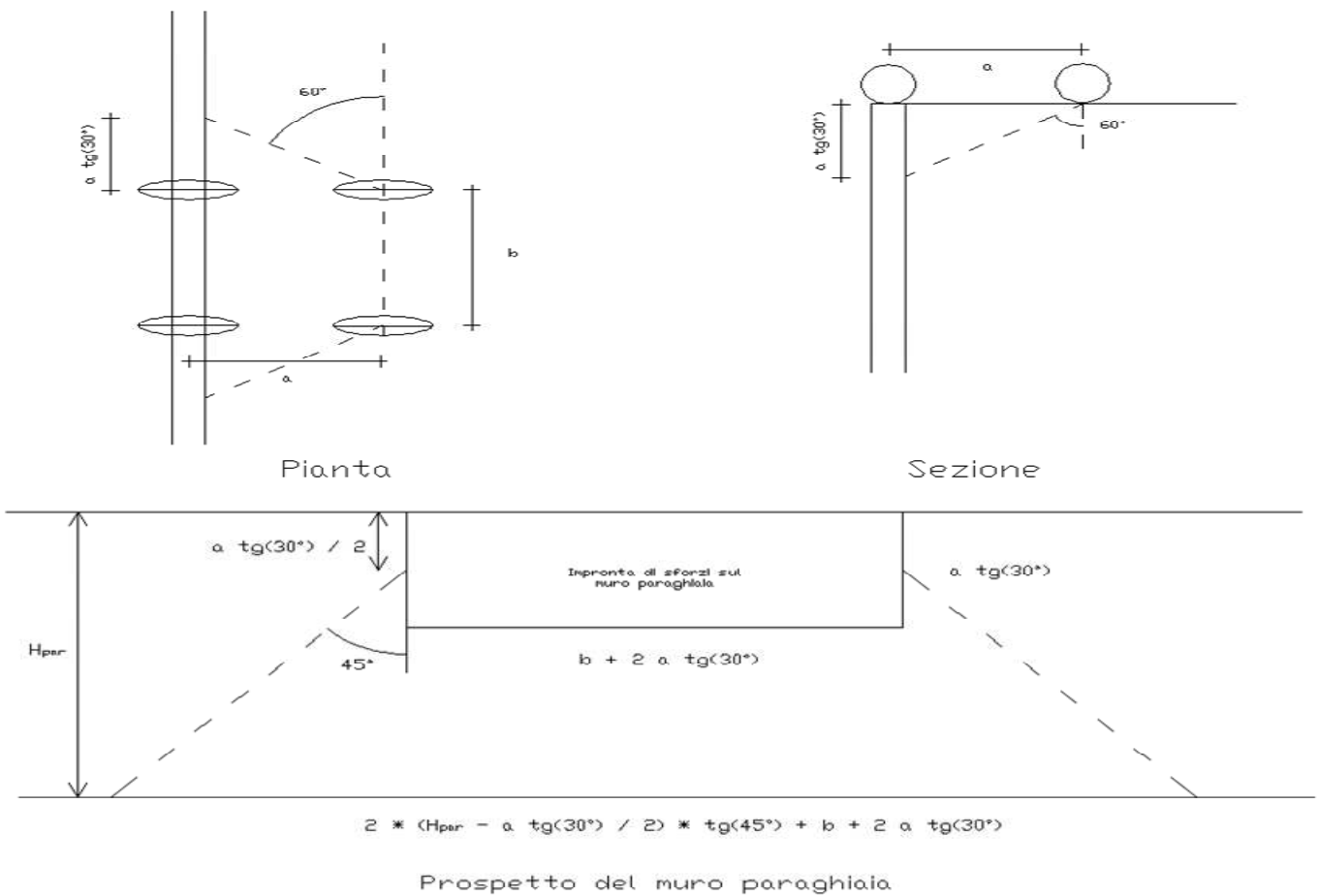
$$H_{par} = 3.43 \text{ m} \quad F = 4.00 \text{ t} \quad b = 2.00 \text{ m}$$

$$M_{I2} = (F * H_{par}) / (b + 2 * H_{par}) = -1.55 \text{ t*m/m}$$



Per quanto riguarda l'asse che frena sul rilevato retrostante il muro, a distanza di  $a = 1,5$  m dall'asse sul paraghiaia, si trova una impronta sul muro paraghiaia alta  $a * \text{tg}(30^\circ) = 0,8655$  m e larga  $b + 2 * a * \text{tg}(30^\circ) = 2,00 + 2 * 1,5 * \text{tg}(30^\circ) = 3,732$  m. A sua volta tale impronta di sforzi si diffonde a  $45^\circ$  nel muro paraghiaia, per cui si trova una impronta alla base del muro pari a

$$L_{impronta} = 2 * (H_{par} - 0,8655/2) * \text{tg}(45^\circ) + 3,732 = 9.73 \text{ m}$$



Si trova dunque per l'asse che frena sul rilevato a 1,5 m dal paraghiaia un momento  $M_f$  per unità di lunghezza del muro, rispetto alla base dello stesso, pari a:

$$M_{f3} = F * (H_{par} - 0,8655/2) / L_{impronta} = -1.23 \quad t^*m/m$$

Per quanto riguarda gli sforzi trasmessi dall'impalcato, indicando con  $M_f$  il momento dovuto alla frenatura e con  $M_{attr}$  il momento dovuto alla resistenza parassita dei vincoli, si ha, con e eccentricità delle azioni orizzontali rispetto all'asse appoggi (spiccato paraghiaia):

$H_f$ (t)	$H_{attr}$ (t)	e (m)	$M_f$ (t*m)	$M_{attr}$ (t*m)
66.15	5.74	1.72	-113.55	-9.84

In totale per il momento longitudinale  $M_l$  si ha, con  $B_{l,p}$  larghezza del muro paraghiaia:

$$M_l = M_{l1} + M_{l2} + M_{l3} + (M_f + M_{attr}) / B_{l,p} = -19.55 \quad t^*m/m$$

Si ha poi uno sforzo normale  $N$  per unità di larghezza dovuto al peso proprio del muro e al peso dell'asse che frena sul muro (20 t) ripartito su una larghezza pari a  $b + 2 * H_{par}$

$$N = 15.13 \quad t/m$$

### ### Condizione sismica

Il muro paraghiaia è sollecitato dalla spinta attiva del terreno e dalle azioni dall'impalcato.

Per quanto riguarda la spinta attiva del terreno  $S_{a,t \text{ sism}}$  in condizioni sismiche si ha:

$$\begin{aligned} C &= 0.02 & \theta &= \arctg(C) = 1.146^\circ \\ i' &= i + \theta = 1.146^\circ \\ \beta' &= \beta + \theta = 1.146^\circ \\ \alpha &= 90^\circ - \beta' = 88.854^\circ \\ \phi' &= 35^\circ \end{aligned}$$

Indicando con  $K_{a,s}$  il coeff. di spinta attiva in condizioni sismiche, si ha (vedi G. U. del 5/2/1996)

$$K_{a,s} = 0.2816$$

da cui si calcola un coefficiente orizzontale di spinta pari a

$$K_{a,s \text{ orizzontale}} = k_{a,s} * \cos(\theta) = 0.2816$$

per cui, con  $e$  eccentricità dell'azione orizzontale  $S_{a,t \text{ sism}}$  rispetto agli appoggi (spiccato paraghiaia) e con  $M_{l1}$  il momento di tale azione per unità di lunghezza del muro:

$B_{tpar}$ (m)	$H_{par}$ (m)	$S_{a,t \text{ sism}}$ (t)	$e$ (m)	$M_{l1}$ (t*m/m)
11.50	3.43	34.35	2.29	-6.84

Per quanto riguarda le azioni trasmesse dall'impalcato  $H_{l,sism}$  in condizioni sismiche, indicando con  $e$  l'eccentricità di tale azione rispetto agli appoggi (spiccato paraghiaia) e con  $M_{sism}$  il momento di tale azione per unità di lunghezza, si ha:

$H_{s,sism}$ (t)	$e$ (m)	$M_{sism}$ (t*m/m)
117.67	1.72	-17.56

In totale per il momento longitudinale  $M_l$  si ha:

$$M_l = M_{l1} + M_{sism} = -24.40 \quad t^*m/m$$

Si ha poi uno sforzo normale  $N$  per unità di larghezza dovuto al peso proprio del muro + il decremento di peso dovuto al sisma verticale (condizione più sfavorevole per la verifica a pressoflessione).

$$N = 12.26 \quad t/m$$

Segue la verifica a pressoflessione:

Altezza totale della sezione	150.00	cm
Larghezza sezione	100.00	cm
Copriferro armatura tesa	5.00	cm
Copriferro armatura compressa	5.00	cm
coeff. omogeneizzazione $n$	15	
Area armatura tesa	26.55	cm <sup>2</sup>
Area armatura compressa	26.55	cm <sup>2</sup>

#### Condizioni di esercizio

Sezione parzializzata

Dist. asse neutro da lembo compresso	44.96	cm
Tensione max cls	8.82	kg/cm <sup>2</sup>
Tensione armatura tesa	294.23	kg/cm <sup>2</sup>
Tensione armatura compressa	-117.54	kg/cm <sup>2</sup>

#### Condizioni sismiche

Sezione parzializzata

Dist. asse neutro da lembo compresso	37.85	cm
Tensione max cls	11.03	kg/cm <sup>2</sup>
Tensione armatura tesa	468.42	kg/cm <sup>2</sup>
Tensione armatura compressa	-143.62	kg/cm <sup>2</sup>

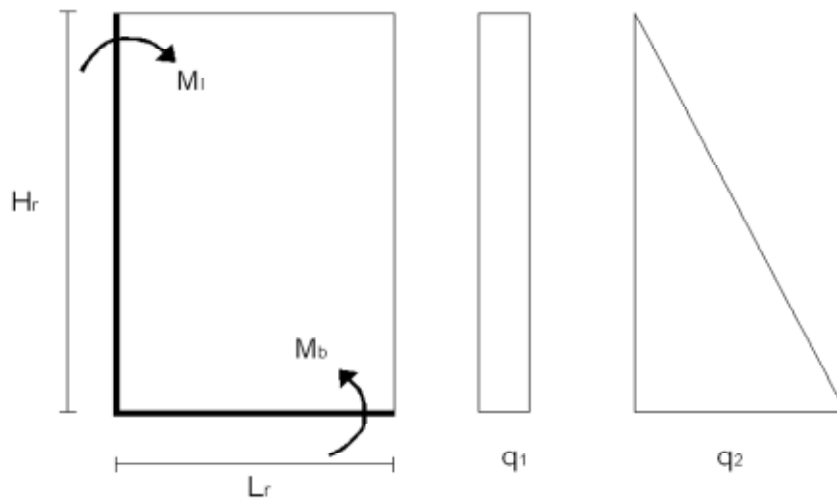


## VERIFICA MURI DI RISVOLTO

Lo schema di calcolo è quello di piastra incastrata su due lati (quello inferiore e quello laterale a contatto con il muro frontale). Si analizza la condizione normale di esercizio, con i muri caricati dalla spinta attiva del sovraccarico  $q_1$  e del terreno  $q_2$ .

Indicando con  $K_a$  il coeff. di spinta attiva, con  $q_s$  il sovraccarico, con  $H_r$  l'altezza del muro di risvolto e con  $L_r$  la sua larghezza, si ha:

$$\begin{aligned}q_1 &= q_s * K_a = 0.54 \quad \text{t/m}^2 \\ q_2 &= \gamma_t * K_a * H_r = 4.09 \quad \text{t/m}^2\end{aligned}$$



Per il calcolo dei momenti flettenti, si adottano le tabelle contenute nel Bares. Quale coefficiente dimensionale si ha:

$$\gamma = L_r / H_r = 0.643$$

Utilizzando le tabelle del Bares 1.41 per il carico  $q_1$  e 1.97 per il carico  $q_2$  si ottiene, indicando con  $M_b$  il momento e con  $N_b$  la forza di compressione dovuta al peso proprio all'estradosso della platea :

$$\begin{aligned}M_b &= -27.79 \quad \text{t*m/m} \\ N_b &= 20.9825 \quad \text{t/m}\end{aligned}$$

Segue la verifica a pressoflessione della sezione

Altezza totale della sezione	100.00	cm
Larghezza sezione	100.00	cm
Copriferro armatura tesa	5.00	cm
Copriferro armatura compressa	5.00	cm
coeff. omogeneizzazione n	15	

Area armatura tesa	15.70	cm <sup>2</sup>
Area armatura compressa	10.05	cm <sup>2</sup>

#### Sezione parzializzata

Dist. asse neutro da lembo compresso	24.39	cm
Tensione max cls	31.90	kg/cm <sup>2</sup>
Tensione armatura tesa	1,384.89	kg/cm <sup>2</sup>
Tensione armatura compressa	-380.38	kg/cm <sup>2</sup>

Si ricorda che risulta

Tensione ammissibile cls	110	kg/cm <sup>2</sup>
Tensione ammissibile acciaio	2,600	kg/cm <sup>2</sup>

Per il momento  $M_l$  orizzontale si ottiene nella sezione di incastro con il muro frontale il valore max:

$$M_l = -16.93 \text{ t*m/m}$$

Segue la verifica a flessione semplice della sezione

Dati di calcolo	$M_{ver}$ (t*m/m)	$S_{pr}$ (cm)	$c^{tesa}$ (cm)	$c^{compr}$ (cm)	coeff. omogen	$A_f^{tesa}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_f^{compr}$ (cm <sup>2</sup> /m)
	-16.93	100.00	5	5	15	15.7	10.05

Risultati	$y_n$ (cm)	$\sigma_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{c,amm}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{at}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{ac}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{a,amm}$ (kg/cm <sup>2</sup> )
	17.988	18.8	110.0	1,210.5	-204.1	2,600.0

Legenda dati di calcolo:

$M_{ver}$  = momento flettente.

$H_p$  = altezza totale della sezione di verifica

$c^{tesa}$  = copriferro arm. tesa (al baricentro ferro)

$c^{compr}$  = copriferro arm. compressa (al baricentro ferro)

$A_f^{tesa}$  = armatura all'intradosso orecchia (parte tesa)

$A_f^{comp}$  = armatura all'estradosso orecchia (parte compressa)

Legenda risultati:

$y_n$  = distanza asse neutro dal lembo compresso

$\sigma_c$  = tensione massima nel calcestruzzo

$\sigma_{c,amm}$  = tensione ammissibile nel calcestruzzo       $R_{ck} = 350 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_{at}$  = tensione nell'armatura tesa

$\sigma_{ac}$  = tensione nell'armatura compressa

$\sigma_{a,amm}$  = tensione ammissibile nell'armatura

## VERIFICA PLATEA DI FONDAZIONE

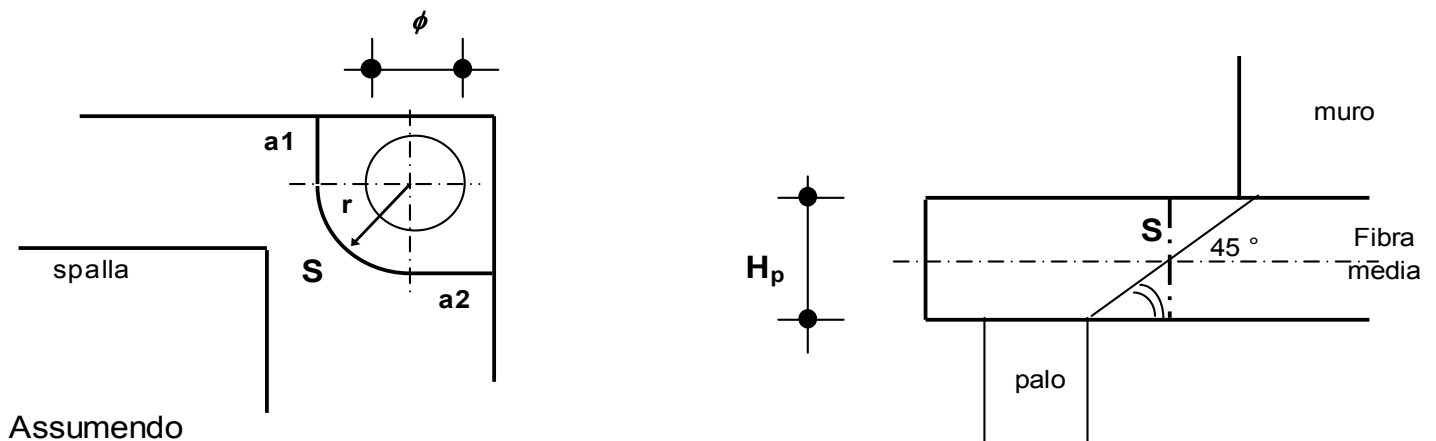
### ### VERIFICA A PUNZONAMENTO

Si verifica lo sforzo tangenziale sulla porzione anteriore della platea di fondazione (quella davanti al muro frontale) causato dal carico assiale presente sui pali trascurando, a favore di sicurezza, il contributo favorevole offerto dal peso proprio della platea.

E' analizzata la reazione esercitata dal palo di angolo più sollecitato (vedi par. 6.01):

$$\text{Reazione max palo d'angolo } N_{p,\max} = 191.449 \text{ t}$$

Si ipotizza una distribuzione a 45° del carico sullo spessore della platea e si assume una superficie resistente al taglio definita dall'intersezione del cono a 45° di detta distribuzione con la fibra media:



$$a1 = 1.00 \text{ m}$$

$$a2 = 1.00 \text{ m}$$

$$r = 1.50 \text{ m}$$

si ha:

$$S = H_p \cdot (a1 + \pi \cdot r / 2 + a2) = 7.84 \text{ m}^2$$

La tensione tangenziale  $\tau_{cls}$  nel calcestruzzo è poi pari a

$$\tau_{cls} = N_{p,\max} / S = 2.44 \text{ kg/cm}^2$$

Tale valore va confrontato con i valori  $\tau_{c0}$  e  $\tau_{c1}$  di normativa, che per un calcestruzzo di fondazione è pari a:

$$R_{ck} \text{ fondazione} = 300 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{c0} = 6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{c1} = 18.2857 \text{ kg/cm}^2$$

### ### VERIFICA DELLA PLATEA DAVANTI AL MURO DI FONDAZIONE

La sporgenza  $S_p$  della platea oltre il muro di fondazione è pari a:

$$S_p = 5.10 \text{ m}$$

La verifica viene effettuata considerando il momento esercitato dall'azione N del palo anteriore più sollecitato rispetto al muro frontale:

$$N = 190.32 \text{ t}$$

Tale forza ha una eccentricità rispetto al filo anteriore del muro frontale pari a:

$$e = 4.10 \text{ m}$$

Operando poi una diffusione all'interno della platea a  $45^\circ$  dello sforzo normale N si ottiene una larghezza collaborante pari a:

$$b_{\text{collab.}} = 3.45 \text{ m}$$

Il momento flettente di verifica  $M_{\text{ver}}$  si ottiene sottraendo al momento dato dall'azione N del palo anteriore più sollecitato il momento dato dal peso proprio della striscia di larghezza unitaria di platea davanti al muro di fondazione, con  $H_p$  spessore della platea:

$$M_{\text{ver}} = N \cdot e / b_{\text{collab.}} - \gamma_{\text{cls}} \cdot H_p \cdot S_p^2 / 2 = 167.65 \text{ t} \cdot \text{m} / \text{m}$$

Segue la verifica a flessione semplice della sezione

Dati di calcolo	$M_{\text{ver}}$ (t*m/m)	$H_p$ (cm)	$c^{\text{tesa}}$ (cm)	$c^{\text{compr}}$ (cm)	Coeff. omogen	$A_f^{\text{tesa}}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_f^{\text{compr}}$ (cm <sup>2</sup> /m)
	167.65	180	5	5	15	53.09	26.55

Risultati	$y_n$ (cm)	$\sigma_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{c,\text{amm}}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{\text{at}}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{\text{ac}}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{\text{a,amm}}$ (kg/cm <sup>2</sup> )
	42.549	41.7	97.5	1,947.9	-552.2	2,600.0

Legenda dati di calcolo:

$M_{\text{ver}}$  = momento flettente max.

$H_p$  = altezza totale della sezione di verifica

$c^{\text{tesa}}$  = copriferro arm. tesa (al baricentro ferro)

$c^{\text{compr}}$  = copriferro arm. compressa (al baricentro ferro)

$A_f^{\text{tesa}}$  = area armatura tesa

$A_f^{\text{compr}}$  = area armatura compressa

Legenda risultati:

$y_n$  = distanza asse neutro dal lembo compresso

$\sigma_c$  = tensione massima nel calcestruzzo

$\sigma_{c,amm}$  = tensione ammissibile nel calcestruzzo       $R_{ck} = 300 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_{at}$  = tensione nell'armatura tesa

$\sigma_{ac}$  = tensione nell'armatura compressa

$\sigma_{a,amm}$  = tensione ammissibile nell'armatura

Per la verifica al taglio, considerando la vicinanza con la sezione d'incastro il carico tagliante si ottiene attraverso una riduzione pari al rapporto fra distanza e altezza utile della sezione (vedi art. 5.1.2.1.6.3 D.M. 14/09/05)

$$T = N^{rid} / b_{collab.} \cdot \gamma_{cls} \cdot H_p \cdot S_p = 41.67 \text{ t/m}$$

da cui:

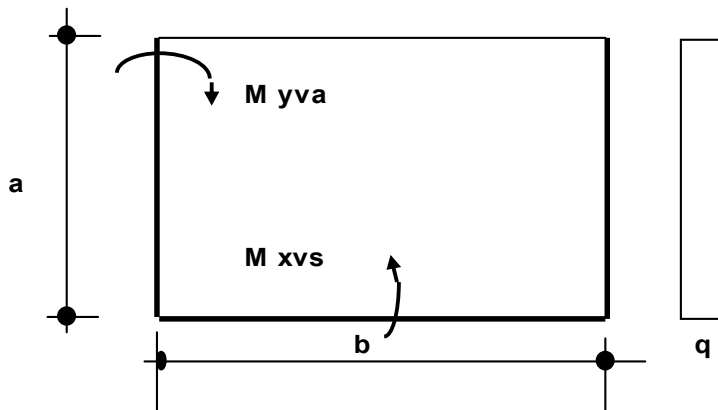
$$\tau_{cls} = T/A = 2.6 \text{ kg/cm}^2$$

Tale valore va confrontato con i valori  $\tau_{c0}$  e  $\tau_{c1}$  di normativa, che per un calcestruzzo di fondazione è pari a:

$$\begin{aligned} R_{ck} \text{ fondazione} &= 300 \text{ kg/cm}^2 \\ \tau_{c0} &= 6 \text{ kg/cm}^2 \\ \tau_{c1} &= 18.2857 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

### ### VERIFICA DELLA PLATEA DIETRO IL MURO DI FONDAZIONE

Lo schema di calcolo è quello di piastra incastrata su tre lati e caricata dal contributo di carico  $q$  dato dalla differenza tra terreno portato, peso proprio e reazione dei pali. Si analizza sia la condizione di esercizio che quella sismica, adottando le tabelle contenute nel Bares.



con

$$a = 5.40 \text{ m} \qquad b = 11.35 \text{ m}$$

Pali con effetto flettente rispetto alla platea di fondazione: 12-18

Area d'influenza:  $a' = 5.4 \text{ m}$   $b' = 11.35 \text{ m}$

Per il terreno portato si ha :

$$q_{\text{terreno}} = \gamma_t * (H_m + H_{\text{par}}) = 15.11 \text{ t/m}^2$$

Per il sovraccarico  $q_s$  sul terreno risulta:

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

Per il carico  $q_{\text{platea}}$  della platea risulta infine, con  $H_p$  spessore della platea:

$$q_{\text{platea}} = \gamma_{\text{cls}} * H_p = 4.50 \text{ t/m}^2$$

### ### Condizione di esercizio

Si considerano le verifiche sia con il massimo che con il minimo carico verticale sui pali:

a) - Max. carico verticale sui pali

Per la reazione dei pali si ha:

$$\begin{aligned}\Sigma N_{\text{pali}} &= -1117.3 \text{ t} \\ q_{\text{pali}} &= \Sigma N_{\text{pali}} / (a' * b') = -18.23 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

da cui si ottiene il carico risultante:

$$q_1 = q_{\text{terreno}} + q_s + q_{\text{platea}} - q_{\text{pali}} = 3.38 \text{ t/m}^2$$

b) - Min. carico verticale sui pali

Per la reazione dei pali si ha:

$$\begin{aligned}\Sigma N_{\text{pali}} &= -1019.3 \text{ t} \\ q_{\text{pali}} &= \Sigma N_{\text{pali}} / (a' * b') = -16.63 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

da cui si ottiene il carico risultante:

$$q_2 = q_{\text{terreno}} + q_s + q_{\text{platea}} - q_{\text{pali}} = 4.98 \text{ t/m}^2$$

### ### Condizione sismica

Per la condizione sismica interessa il solo sisma longitudinale, ovvero le combinazioni di carico 8 (che comprende il sisma verticale con incremento dei pesi) e 9 (che comprende il sisma verticale con decremento dei pesi)

a) - Combinazione di carico 8 (incremento pesi)

Per la reazione dei pali si ha:

$$\begin{aligned}\Sigma N_{\text{pali}} &= -1046.5 \text{ t} \\ q_{\text{pali}} &= \Sigma N_{\text{pali}} / (a' * b') = -17.07 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

tale reazione va sommata al carico del terreno e della platea moltiplicati per il fattore  $(1+K_v)$ , che consente di tenere conto del sisma verticale positivo, con incremento dei pesi.

Il carico risultante è dunque:

$$q_3 = (q_{\text{terreno}} + q_{\text{platea}}) * (1+K_v) - q_{\text{pali}} = 3.47 \text{ t/m}^2$$



b) - Combinazione di carico 9 (decremento pesi)

Per la reazione dei pali si ha:

$$\begin{aligned}\sum N_{\text{pali}} &= -940.5 \quad \text{t} \\ q_{\text{pali}} &= \sum N_{\text{pali}} / (a' * b') = -15.35 \quad \text{t/m}^2\end{aligned}$$

tale reazione va sommata al carico del terreno e della platea moltiplicati per il fattore  $(1-K_v)$ , che consente di tenere conto del sisma verticale negativo, con decremento dei pesi.

Il carico risultante è dunque:

$$q_4 = (q_{\text{terreno}} + q_{\text{platea}}) * (1 - K_v) - q_{\text{pali}} = 4.26 \quad \text{t/m}^2$$

La verifica a flessione della platea va fatta sia nei riguardi del carico risultante massimo,  $q_{\text{max}}$ , sia del carico risultante minimo,  $q_{\text{min}}$

$$q_{\text{max}} = 4.98 \quad \text{t/m}^2$$

$$q_{\text{min}} = 3.38 \quad \text{t/m}^2$$

Come coefficiente dimensionale per la tabella 1.35 del Bares risulta:

$$\gamma = a/b = 0.4758$$

**Per il carico  $q=q_{\text{max}}$  si ha**

(momento negativo se tende le fibre superiori)

$M_{yva} =$	M trasv. di bordo all'incastro muri di risvolto	-42.90	t*m/m
$M_{xvs} =$	M longitudinale all'incastro muro frontale	-31.82	t*m/m
$M_{yas} =$	M trasv. di bordo a centro lastra	15.70	t*m/m
$M_{xs} =$	M longitudinale a centro lastra	1.36	t*m/m

Segue il calcolo dell'armatura di verifica:

coeff. omogeneizzazione = 15

Dati di calcolo	Arm. di verifica	sez.	$M_{ver}$ (t*m/m)	$H_p$ (cm)	$C^{tesa}$ (cm)	$C^{compr}$ (cm)	$A_f^{tesa}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_f^{compr}$ (cm <sup>2</sup> /m)
	Arm. trasversale	incastro	-42.90	180	7.5	7.5	26.55	26.55
	Arm. longitud.	incastro	-31.82	180	5	5	26.55	26.55
	Arm. trasversale	centro	15.70	180	7.5	7.5	26.55	26.55
	Arm. longitud.	centro	1.36	180	5	5	26.55	26.55

Risultati	Arm. di verifica	sez.	$y_n$ (cm)	$\sigma_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{c,amm}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{at}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{ac}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{a,amm}$ (kg/cm <sup>2</sup> )
	Arm. trasversale	incastro	23.086	20.2	97.5	980.4	-102.3	2,600
	Arm. longitud.	incastro	23.086	14.5	97.5	714.9	-85.1	2,600
	Arm. trasversale	centro	23.086	7.4	97.5	358.9	-37.4	2,600
	Arm. longitud.	centro	23.086	0.6	97.5	30.6	-3.6	2,600

Per il carico  $q=q_{min}$  si ha

(momento negativo se tende le fibre superiori)

$M_{yva}$ = M trasv. di bordo all'incastro muri di risvolto	-29.12	t*m/m
$M_{xvs}$ = M longitudinale all'incastro muro frontale	-21.59	t*m/m
$M_{yas}$ = M trasv. di bordo a centro lastra	10.66	t*m/m
$M_{xs}$ = M longitudinale a centro lastra	0.93	t*m/m

Segue il calcolo dell'armatura di verifica:

coeff. omogeneizzazione = 15

Dati di calcolo	Arm. di verifica	sez.	$M_{ver}$ (t*m/m)	$H_p$ (cm)	$C^{tesa}$ (cm)	$C^{compr}$ (cm)	$A_f^{tesa}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_f^{compr}$ (cm <sup>2</sup> /m)
	Arm. trasversale	incastro	-29.12	180	7.5	7.5	26.55	26.55
	Arm. longitud.	incastro	-21.59	180	5	5	26.55	26.55
	Arm. trasversale	centro	10.66	180	7.5	7.5	26.55	26.55
	Arm. longitud.	centro	0.93	180	5	5	26.55	26.55

Risultati	Arm. di verifica	sez.	$y_n$ (cm)	$\sigma_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{c,amm}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{at}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{ac}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{a,amm}$ (kg/cm <sup>2</sup> )
	Arm. trasversale	incastro	23.086	13.7	97.5	665.3	-69.4	2,600
	Arm. longitud.	incastro	23.086	9.8	97.5	485.2	-57.8	2,600
	Arm. trasversale	centro	23.086	5.0	97.5	243.5	-25.4	2,600
	Arm. longitud.	centro	23.086	0.4	97.5	20.8	-2.5	2,600

Legenda dati di calcolo:

$M_{ver}$  = momento flettente max.

$H_p$  = altezza totale della sezione di verifica

$c^{tesa}$  = copriferro arm. tesa (al baricentro ferro)

$c^{compr}$  = copriferro arm. compressa (al baricentro ferro)

$A_f^{tesa}$  = area armatura tesa

$A_f^{compr}$  = area armatura compressa

Legenda risultati:

$y_n$  = distanza asse neutro dal lembo compresso

$\sigma_c$  = tensione massima nel calcestruzzo

$\sigma_{c,amm}$  = tensione ammissibile nel calcestruzzo       $R_{ck} = 300 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_{at}$  = tensione nell'armatura tesa

$\sigma_{ac}$  = tensione nell'armatura compressa

$\sigma_{a,amm}$  = tensione ammissibile nell'armatura

## CALCOLO SPALLA B carr Sx (fissa per azioni impulsive)

### GEOMETRIA DELLA SPALLA

Di seguito si riportano i principali parametri geometrici della spalla:

#### *Muro frontale*

Si indica con  $B_{lm, sup}$  la larghezza longitudinale (secondo l'asse viario) in testa muro e con  $B_{tm}$  la larghezza trasversale del muro;  $H_m$  è l'altezza del muro mentre  $Pend.m$  è la pendenza della parete posteriore del muro.

$B_{lm, sup}$ (m)	$Pend.m$ %	$B_{tm}$ (m)	$H_m$ (m)
1.50	0.000	11.50	6.05

#### *Speroni*

Si indica con  $B_{lsper}$  la larghezza longitudinale dei due speroni, con  $B_{tsper}$  la loro larghezza trasversale e con  $H_{sper}$  la loro altezza

$B_{lsper}$ (m)	$B_{tsper}$ (m)	$H_{sper}$ (m)
2.50	1.60	5.65

#### *Soletta speroni*

Si indica con  $B_{lsol}$  la larghezza longitudinale della soletta sopra gli speroni, con  $B_{tsol}$  la sua larghezza trasversale e con  $H_{sol}$  la sua altezza

$B_{lsol}$ (m)	$B_{tsol}$ (m)	$H_{sol}$ (m)
2.50	11.50	0.40

#### *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)
1.50	11.50	3.44

### *Mensola*

Si indica con  $L_{ms}$  la lunghezza della mensola, con  $B_{tms}$  la larghezza trasversale, con  $H_{ms,min}$  e  $H_{ms,max}$  rispettivamente l'altezza minima e massima delle stesse.

$L_{ms}$ (m)	$B_{tms}$ (m)	$H_{ms,min}$ (m)	$H_{ms,max}$ (m)
0.70	11.50	0.35	0.60

### *Muri di risvolto*

Si indica con  $L_r$  la lunghezza del muro, con  $H_r$  la sua altezza, con  $S_{pt,r}$  lo spessore alla base del muro e con  $Pend._r$  la pendenza della parete posteriore del muro.

Elem.	$S_{pt,r}$ (m)	$Pend._r$ %	$L_r$ (m)	$H_r$ (m)
Dx	1.00	0.000	6.50	9.49
SX	1.00	0.000	6.50	9.49

### *Orecchie*

Si indica con  $L_o$  la lunghezza delle orecchie, con  $S_o$  lo spessore, con  $H_{o,min}$  e  $H_{o,max}$  rispettivamente l'altezza minima e massima delle stesse.

Elem.	$L_o$ (m)	$S_o$ (m)	$H_{o,min}$ (m)	$H_{o,max}$ (m)
Dx	0.00	0.00	0.00	0.00
Sx	0.00	0.00	0.00	0.00

### *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.

$B_{lp}$ (m)	$B_{tp}$ (m)	$H_p$ (m)	$S_p$ (m)
12.00	12.35	1.80	4.00

## **AZIONI SULLA SPALLA**

Le azioni caratteristiche agenti sulla spalla sono le seguenti:

### ***AZIONI VERTICALI D'ESERCIZIO***

- ### Carichi permanenti
- ### Carichi accidentali mobili (automezzi e folla)

### ***AZIONI ORIZZONTALI D'ESERCIZIO***

#### ***TRASVERSALI***

- ### Vento trasversale sull'impalcato (Imp. scarico e carico)
- ### Azione centrifuga per carichi mobili

#### ***LONGITUDINALI***

- ### Azione longitudinale di frenatura
- ### Resistenza parassita dei vincoli
- ### Spinta terreno in condizioni normali

### ***AZIONI SISMICHE***

- ### Sisma longitudinale e trasversale sulla spalla
- ### Spinta terreno incrementata in condizioni sismiche

Le azioni verranno nel seguito distinte tra azioni trasmesse dall'impalcato agli appoggi (e quindi agenti a quota appoggi e sull'asse di questi), azioni trasmesse alla spalla dal terreno retrostante il muro della stessa (riportate al filo anteriore e inferiore della platea di fondazione) e azioni derivanti dal peso proprio degli elementi della spalla.

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.

## AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO IN CONDIZIONI NORMALI

Riferendosi alla quota appoggi dell' impalcato e all'asse longitudinale dello stesso si ottengono le azioni di progetto elencate nel proseguio della presente relazione.

### AZIONI VERTICALI

#### ### CARICHI PERMANENTI

Il peso proprio dell'impalcato gravante sull'appoggio della spalla come risulta dai calcoli svolti nella specifica relazione per l' impalcato, risulta essere pari a circa :

$$N_{app} = 191.17 \text{ t}$$

#### ### CARICHI ACCIDENTALI

Saranno ora analizzati gli effetti globali sull' impalcato trasmessi dai carichi accidentali. Per la verifica delle spalle, si considerano due distinte condizioni di carico: la prima che massimizza il carico verticale e la seconda che massimizza il momento trasversale  $M_t$ .

Si ricavano per ciascuna disposizione di carichi accidentali i valori del carico verticale e del momento trasversale totali, rispetto all' asse appoggi spalla.

	Disp. trasversale	Colonne
DISPOSIZIONE 1	Max carico verticale N	3
DISPOSIZIONE 2	Max momento trasversale $M_t$	2

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	M
198.3	318.2

DISP. 2 Max momento trasversale  $M_t$

N	M
160.8	435.4

## AZIONI ORIZZONTALI

### **### AZIONI TRASVERSALI**

#### **Vento trasversale sull'impalcato**

Si considera il seguente carico di riferimento :

$$q_{\text{vento}} = 0.025 \text{ kg/cm}^2$$

Vengono analizzate due distinte situazioni di carico:

- 1) Vento trasversale con impalcato scarico
- 2) Vento trasversale con impalcato carico

Per la condizione di impalcato carico, si dovranno applicare i coefficienti moltiplicativi  $K_w$  pari a 0,2 e 0,6:

(1) Impalcato scarico

$H_t$ (t)	$M_t$ (t*m)
9.91	15.11

(2) Impalcato carico

	$H_t$ (t)	$M_t$ (t*m)
$K_w=0,6$	11.80	35.88
$K_w=0,2$	5.11	11.96

### **### AZIONI LONGITUDINALI**

#### **Frenatura**

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

$$h = 1.72 \text{ m}$$

Tale forza è pari al maggiore dei due valori  $H_{f1,a}$  pari a 1/10 della singola colonna di carico più pesante per ciascuna carreggiata e  $H_{f1,b}$  pari al 20% del carico che può interessare la struttura:



La forza di frenatura  $H_f$  è dunque pari a:

$$H_f = 66.15 \quad t$$

e genera un momento longitudinale  $M_f$  pari a:

$$M_f = -113.78 \quad t \cdot m$$

### **Resistenza parassita dei vincoli**

Gli appoggi sono in acciaio e PTFE, ed il coefficiente di attrito assunto è pari a  $k_{att} = 0,03$ .

L'attrito dei vincoli risulta pari a

$$H_{vincoli} = 198.56 \quad t$$

Il punto di applicazione della forza sulla spalla è posto ad un'altezza rispetto agli appoggi pari a

$$h = 1.72 \quad m$$

e genera un momento longitudinale  $M_{attr}$  pari a:

$$M_{attr} = -341.53 \quad t \cdot m$$

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

Le azioni sismiche si dividono in azioni orizzontali e azioni verticali

#### **Forza sismica orizzontale**

$$H_s = K_h * W_h$$

dove

$$K_h = C * R * \varepsilon * \beta * I$$

$W_h$

S

$$C = (S - 2) / 100$$

$$R = 1.00$$

$$\varepsilon = 1.20$$

$$\beta = 1.20$$

$$I = 1.20$$

CARICHI PERMANENTI

grado di sismicità

coefficiente di intensità sismica

coefficiente di risposta ( $T_0 < 0.8 \text{ s}$ )

coefficiente di fondazione

coefficiente di struttura ISOSTATICA

coefficiente di protezione sismica

## Forza sismica verticale

$$N_s = K_v * W_v$$

dove

$$K_v = m * C * I$$

$W_v$

CARICHI PERMANENTI

S

grado di sismicità

$$C = (S - 2) / 100$$

coefficiente di intensità sismica

$$m = 2.00$$

coefficiente verticale

$$I = 1.20$$

coefficiente di protezione sismica

S	C	$K_h$	$K_v$
4	0.02	0.0346	0.0480

Rispetto all'asse dell'impalcato, il sisma può essere trasversale o longitudinale.

## ### SISMA TRASVERSALE

Per il sisma trasversale i carichi permanenti  $W_h$  e  $W_v$  si riducono al peso dell'impalcato sulla spalla  $N_{app}$

$$W = W_h = W_v = N_{app}$$

Per il sisma trasversale si calcola, oltre alla forza orizzontale risultante, anche il momento trasversale risultante di tale forza rispetto agli appoggi.

Indicando con  $h_{bar,p}$  l'altezza del baricentro dei carichi permanenti

(punto dove risulta applicata la forza sismica orizzontale) rispetto alla quota degli appoggi, si ha per il momento trasversale dovuto al sisma

$$M_{s,t} = H_{s,t} * h_{bar,p}$$

Zona sismica di categoria IV

W	$h_{bar,p}$
(t)	
191.17	1.72

Orizzont.		Vert.
$H_{s,t}$	$M_{s,t}$	$\Delta N_{s,t}$
(t)	(t*m)	(t)
6.61	11.36	9.18

### ### SISMA LONGITUDINALE

Per il sisma longitudinale i carichi permanenti  $W_h$  sono pari alla metà del peso complessivo dell'impalcato

$$W_h = N_{imp}/2$$

mentre i carichi permanenti  $W_v$  sono pari al peso dell'impalcato  $N_{app}$

$$W_v = N_{app}$$

Come da normativa, non si considera presente il sovraccarico mobile sull'impalcato.

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

$W_h$ (t)	$W_v$ (t)	$h_{sism,l}$	Orizzont.		Vert.
			$H_{s,l}$ (t)	$M_{s,l}$ (t*m)	$\Delta N_{s,t}$ (t)
3,404.94	191.17	1.72	117.67	-202.40	9.18

### COMBINAZIONI DI CARICO DELLE AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO

In accordo con quanto contenuto nel D.M. 4.5.90 si individuano quattro gruppi di carico.

	Azione gruppo	COEFFICIENTI MOLTIPLICATIVI					
		Perm.	Acc. dinam.	Fren.	Vento	Sisma	Attrito app.
Viadotto scarico	A I	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.00
C.N.E.+ vento	A II	1.00	1.00	0.00	0.60	0.00	1.00
C.N.E.+ frenatura	A III	1.00	1.00	1.00	0.20	0.00	1.00
Cond. sismica	A V	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00

In precedenza, per ciò che attiene alla disposizione dei carichi accidentali, si sono esaminate 2 distinte condizioni di carico, relative una al massimo carico verticale e una al massimo momento trasversale. Correlando allora questi carichi accidentali con le altre azioni esterne, avremo le seguenti combinazioni.

COMB.	AZ. GR.	CARICHI	Az.prev.
1	A I	Perm. + Vento (1) * 1.0 + Attr. * 1.0	Imp. sc.
2	A II	Perm. + Acc. DISP. 1 + Vento (2) * 0.6 + Attr. * 1.0	Ven. tr.
3	A II	Perm. + Acc. DISP. 2 + Vento (2) * 0.6 + Attr. * 1.0	Ven. tr.
4	A III	Perm. + Acc. DISP. 1 + Fren. * 1.0 + Vento (2) * 0.2 + Attr. * 1.0	Fren.
5	A III	Perm. + Acc. DISP. 2 + Fren. * 1.0 + Vento (2) * 0.2 + Attr. * 1.0	Fren.
6	A V	Perm. + Sisma trasversale con acc. verticale positiva	Sism. T
7	A V	Perm. + Sisma trasversale con acc. verticale negativa	Sism. T
8	A V	Perm. + Sisma longitudinale con acc. verticale positiva	Sism. L
9	A V	Perm. + Sisma longitudinale con acc. verticale negativa	Sism. L

Si determinano allora le azioni di progetto riferite alla quota degli appoggi.

COMB. 1  $Perm. + Vento (1) * 1.0 + Attr. * 1.0$

<i>Az. progetto</i>	<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>
Permanenti	191.17	0.00	0.00	0.00	0.00
Vento (1) * 1.0	0.00	0.00	9.91	0.00	15.11
Attrito * 1.00	0.00	198.56	0.00	-341.53	0.00
<i>TOT</i>	191.17	198.56	9.91	-341.53	15.11

COMB. 2  $Perm. + Acc. DISP. 1 + Vento (2) * 0.6 + Attr. * 1.0$

<i>Az. progetto</i>	<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>
Permanenti	191.17	0.00	0.00	0.00	0.00
Acc. disp. 1	198.28	0.00	0.00	0.00	318.19
Vento (2) * 0.60	0.00	0.00	11.80	0.00	35.88
Attrito * 1.00	0.00	198.56	0.00	-341.53	0.00
<i>TOT</i>	389.46	198.56	11.80	-341.53	354.07

COMB. 3  $Perm. + Acc. DISP. 2 + Vento (2) * 0.6 + Attr. * 1.0$

<i>Az. progetto</i>	<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>
Permanenti	191.17	0.00	0.00	0.00	0.00
Acc. disp. 2	160.77	0.00	0.00	0.00	435.42
Vento (2) * 0.60	0.00	0.00	11.80	0.00	35.88
Attrito * 1.00	0.00	198.56	0.00	-341.53	0.00
<i>TOT</i>	351.95	198.56	11.80	-341.53	471.30

COMB. 4  $Perm. + Acc. DISP. 1 + Fren. * 1.0 + Vento (2) * 0.2 + Attr. * 1.0$

<i>Az. progetto</i>	<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>
Permanenti	191.17	0.00	0.00	0.00	0.00
Acc. disp. 1	198.28	0.00	0.00	0.00	318.19
Fren. * 1.00	0.00	66.15	0.00	-113.78	0.00
Vento (2) * 0.20	0.00	0.00	5.11	0.00	11.96
Attrito * 1.00	0.00	198.56	0.00	-341.53	0.00
<i>TOT</i>	389.46	264.71	5.11	-455.30	330.15

COMB. 5 Perm. + Acc. DISP. 2 + Fren. \* 1.0 + Vento (2) \* 0.2 + Attr. \* 1.0

Az. progetto	<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>
Permanenti	191.17	0.00	0.00	0.00	0.00
Acc. disp. 2	160.77	0.00	0.00	0.00	435.42
Fren. * 1.00	0.00	66.15	0.00	-113.78	0.00
Vento (2) * 0.20	0.00	0.00	5.11	0.00	11.96
Attrito * 1.00	0.00	198.56	0.00	-341.53	0.00
<b>TOT</b>	<b>351.95</b>	<b>264.71</b>	<b>5.11</b>	<b>-455.30</b>	<b>447.38</b>

COMB. 6 Perm. + Sisma trasversale con acc. verticale positiva

Az. progetto	<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>
Permanenti	191.17	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma orizz. trasv.	0.00	0.00	6.61	0.00	11.36
Sisma vert. +	9.18	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>TOT</b>	<b>200.35</b>	<b>0.00</b>	<b>6.61</b>	<b>0.00</b>	<b>11.36</b>

COMB. 7 Perm. + Sisma trasversale con acc. verticale negativa

Az. progetto	<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>
Permanenti	191.17	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma orizz. trasv.	0.00	0.00	6.61	0.00	11.36
Sisma vert. -	-9.18	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>TOT</b>	<b>182.00</b>	<b>0.00</b>	<b>6.61</b>	<b>0.00</b>	<b>11.36</b>

COMB. 8 Perm. + Sisma longitudinale con acc. verticale positiva

Az. progetto	<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>
Permanenti	191.17	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma orizz. long.	0.00	117.67	0.00	-202.40	0.00
Sisma vert. +	9.18	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>TOT</b>	<b>200.35</b>	<b>117.67</b>	<b>0.00</b>	<b>-202.40</b>	<b>0.00</b>

COMB. 9 Perm. + Sisma longitudinale con acc. verticale negativa

Az. progetto	<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>
Permanenti	191.17	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma orizz. long.	0.00	117.67	0.00	-202.40	0.00
Sisma vert. -	-9.18	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>TOT</b>	<b>182.00</b>	<b>117.7</b>	<b>0.00</b>	<b>-202.4</b>	<b>0.00</b>

Si riepilogano ora tutte le combinazioni esaminate, avendo l'accortezza di separare gli effetti del sisma orizzontale e di quello verticale per la verifica delle strutture che formano la spalla in oggetto. Difatti per questi elementi verrà applicata la regola che prescrive la composizione quadratica delle due azioni.

AZIONI A QUOTA APPOGGI IMPALCATO						Cond. Norm. Eserc.
COMB.	N (t)	H <sub>l</sub> (t)	H <sub>t</sub> (t)	M <sub>l</sub> (t*m)	M <sub>t</sub> (t*m)	
1	191.17	198.56	9.91	-341.53	15.11	
2	389.46	198.56	11.80	-341.53	354.07	
3	351.95	198.56	11.80	-341.53	471.30	
4	389.46	264.71	5.11	-455.30	330.15	
5	351.95	264.71	5.11	-455.30	447.38	

Perm.	6,7	191.17	0.00	0.00	0.00	0.00	Sisma Trasv.
Vert. +	6	9.18	0.00	0.00	0.00	0.00	
Vert. -	7	-9.18	0.00	0.00	0.00	0.00	
Orizz.	6,7	0.00	0.00	6.61	0.00	11.36	
Perm.	8,9	191.17	0.00	0.00	0.00	0.00	Sisma Long.
Vert. +	8	9.18	0.00	0.00	0.00	0.00	
Vert. -	9	-9.18	0.00	0.00	0.00	0.00	
Orizz.	8,9	0.00	117.67	0.00	-202.40	0.00	

### AZIONI TRASMESSE DAL TERRENO IN CONDIZIONI NORMALI

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

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

Si calcola poi il coeff. di spinta attiva  $K_a$  dalla relazione di Rankine come

$$K_a = 0.27099$$

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+paragliaia, con  $Pend._m$  l'inclinazione della parete posteriore del muro frontale, 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)	$Pend._m$ %	$H_{m+par}$ (m)	$S_{pt,r}$ dx (m)	$Pend._r$ dx %	$S_{pt,r}$ sx (m)
12.00	12.35	4.00	1.50	0	9.49	1.00	0	1.00

$Pend._r$ sx %	$H_r$ dx (m)	$H_r$ sx (m)
0	9.49	9.49

$Q_t$ (t)	$Q_s$ (t)	$e_{Qt}$ (m)	$e_{Qs}$ (m)
1,149.19	134.55	8.75	8.75

## 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)
12.35	1.80	9.49	383.93	75.57	3.76	5.65

Riassumendo le varie azioni trasmesse dal terreno alla spalla, considerate agenti al centro del filo anteriore della fondazione, si ha:

<i>Az. progetto</i>	$N$ (t)	$H_l$ (t)	$H_t$ (t)	$M_l$ (t*m)	$M_t$ (t*m)
Terreno sopra platea	1,283.74	0.00	0.00	11,232.74	0
Spinta della terra	0.00	383.93	0.00	-1,444.85	0.00
Spinta per carico acc.	0.00	75.57	0.00	-426.59	0.00
<i>TOT</i>	1,283.74	459.50	0.00	9,361.30	0.00

## AZIONI TRASMESSE DAL TERRENO IN CONDIZIONI DI SISMA

### ### SISMA LONGITUDINALE

In caso di sisma longitudinale orizzontale si ha incremento di spinta sismico sul terreno portato. Risulta:

$$\begin{aligned}
 C &= 0.02 & \theta &= \arctg(C) = 1.146^\circ \\
 i' &= i + \theta = 1.146^\circ \\
 \beta' &= \beta + \theta = 1.146^\circ \\
 \alpha &= 90^\circ - \beta' = 88.854^\circ \\
 \phi' &= 35^\circ
 \end{aligned}$$

Indicando con  $K_{a,s}$  il coeff. di spinta attiva in condizioni sismiche, si ha (vedi G. U. del 5/2/1996)

$$K_{a,s} = 0.2816$$

da cui si calcola un coefficiente orizzontale di spinta pari a

$$K_{a,s \text{ orizzontale}} = K_{a,s} \cdot \cos(\theta) = 0.2816$$

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

S	C	$K_h$	$K_v$
4	0.02	0.0346	0.0480

si ha

$B_{tp}$ (m)	$H_p$ (m)	$H_m$ (m)	$H_{par}$ (m)
12.35	1.80	6.05	3.44

orizzontale						verticale
$\Delta S_{a,t}$ (t)	$e_{Sa,t}$ (t*m)	$\Delta M_{Sa,t}$ (t*m)	$F_{iQt}$ (t)	$e_{FiQt}$ (m)	$M_{FiQt}$ (t*m)	$\Delta Q_{s,l}$ (t)
15.00	7.53	-112.88	39.72	6.55	-259.94	55.16



### ### 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)
39.72	6.55	259.94	55.16

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	1,149.19	0.00	0.00	11,232.74	0.00
Spinta attiva terreno	0.00	459.50	0.00	-1,871.44	0.00
Sisma long. orizzontale	0.00	54.71	0.00	-372.83	0.00
Sisma trasv. orizzontale	0.00	0.00	39.72	0.00	259.94
Sisma vert. + Incr. peso	55.16	0.00	0.00	482.66	0.00
Sisma vert. +Decr. peso	-55.16	0.00	0.00	-482.66	0.00

### AZIONI DOVUTE AL PESO PROPRIO IN CONDIZIONI NORMALI

Ricordando la geometria della spalla delineata nel cap. 4, e considerando tutte le azioni agenti al centro del filo anteriore della platea di fondazione, risulta, con  $e_{l,N}$ ,  $e_{t,N}$ ,  $e_{v,N}$  eccentricità longitudinale, trasversale e verticale del peso degli elementi:

	N (t)	$e_{l,N}$ (m)	$e_{t,N}$ (m)	$e_{v,N}$ (m)
Muro frontale	260.91	4.75	0.00	4.83
Speroni	113.00	2.75	0.00	4.63
Soletta speroni	28.75	2.75	0.00	7.25
Paraghiaia	148.35	4.75	0.00	9.57
Mensola	9.56	3.65	0.00	11.05
	560.57	4.23	0.00	6.27
Muro di risvolto dx	154.21	8.75	5.68	6.55
Muro di risvolto sx	154.21	8.75	-5.68	6.55
	308.43	8.75	0.00	6.55

Orecchia dx	0.00	0.00	0.00	0.00
Orecchia sx	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00

Platea di fondazione	666.90	6.00	0.00	0.90
----------------------	--------	------	------	------

*tot*            1,535.89    5.90        0.00        3.99

Riassumendo

<i>Az. progetto</i>	<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>
Peso proprio	1,535.89	0.00	0.00	9,068.83	0.00

### AZIONI DOVUTE AL PESO PROPRIO IN CONDIZIONI DI SISMA

Si ricorda che risulta:

<b>S</b>	<b>C</b>	<b>K<sub>h</sub></b>	<b>K<sub>v</sub></b>
4	0.02	0.0346	0.0480

### ### SISMA LONGITUDINALE

Risulta

	<b>H<sub>l</sub> (t)</b>	<b>e<sub>v,N</sub> (m)</b>	<b>M<sub>l</sub> (t*m)</b>
Muro frontale	9.02	4.83	-43.51
Speroni	3.91	4.63	-18.06
Soletta speroni	0.99	7.25	-7.20
Paraghiaia	5.13	9.57	-49.07
Mensola	0.33	11.05	-3.65
Muro di risvolto dx	5.33	6.55	-34.88
Muro di risvolto sx	5.33	6.55	-34.88
Orecchia dx	0.00	0.00	0.00
Orecchia sx	0.00	0.00	0.00
Platea di fondazione	23.05	0.90	-20.74
<b>TOT</b>	<b>53.08</b>		<b>-211.99</b>

### ### SISMA TRASVERSALE

Risulta

	<b>H<sub>t</sub></b> <b>(t)</b>	<b>e<sub>v,N</sub></b> <b>(m)</b>	<b>M<sub>t</sub></b> <b>(t*m)</b>
Muro frontale	9.02	4.83	43.51
Speroni	3.91	4.63	18.06
Soletta speroni	0.99	7.25	7.20
Paraghiaia	5.13	9.57	49.07
Mensola	0.33	11.05	3.65
Muro di risvolto dx	5.33	6.55	34.88
Muro di risvolto sx	5.33	6.55	34.88
Orecchia dx	0.00	0.00	0.00
Orecchia sx	0.00	0.00	0.00
Platea di fondazione	23.05	0.90	20.74
<i>TOT</i>	53.08		211.99

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

*Az. progetto*

	<b>N</b> <b>(t)</b>	<b>H<sub>l</sub></b> <b>(t)</b>	<b>H<sub>t</sub></b> <b>(t)</b>	<b>M<sub>l</sub></b> <b>(t*m)</b>	<b>M<sub>t</sub></b> <b>(t*m)</b>
Peso proprio spalla	1,535.89	0.00	0.00	9,068.83	0.00
Sisma long. orizzontale	0.00	53.08	0.00	-211.99	0.00
Sisma trasv. orizzontale	0.00	0.00	53.08	0.00	211.99
Sisma vert. + Incr. peso	73.72	0.00	0.00	435.30	0.00
Sisma vert. - Decr. peso	-73.72	0.00	0.00	-435.30	0.00

### COMBINAZIONI DI CARICO DI TUTTE LE AZIONI

Per poter sommare le azioni provenienti dall'impalcato a quelle dovute al terreno e al peso proprio, è necessario riportare innanzitutto le azioni trasmesse dall'impalcato al centro del filo anteriore della platea (quota intradosso), rispetto a dove sono state calcolate le azioni relative al terreno e al peso proprio.

Per il trasporto si introducono le eccentricità longitudinale  $e_l$  e trasversale  $e_t$ , ovvero rispettivamente la distanza tra l'asse appoggi e il filo anteriore della fondazione e la distanza tra l'asse del viadotto e l'asse trasversale della platea (distanza positiva se l'asse platea è spostato a dx rispetto all'asse viadotto). Si ha infine una eccentricità verticale  $e_v$  pari alla distanza tra la quota appoggi e la quota di intradosso della platea.

$$e_l = -2.40 \text{ m}$$

$$e_t = 0.38 \text{ m}$$

$$e_v = -7.85 \text{ m}$$

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

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

(momenti positivi se antiorari)

Azioni impalcato rispetto filo anteriore inf. platea						Cond. Norm. Eserc.
	<b>N</b>	<b>H<sub>l</sub></b>	<b>H<sub>t</sub></b>	<b>M<sub>l</sub></b>	<b>M<sub>t</sub></b>	
<b>COMB.</b>	<b>(t)</b>	<b>(t)</b>	<b>(t)</b>	<b>(t*m)</b>	<b>(t*m)</b>	
1	191.17	198.56	9.91	-1441.41	164.61	
2	389.46	198.56	11.80	-965.53	592.71	
3	351.95	198.56	11.80	-1055.56	695.87	
4	389.46	264.71	5.11	-1598.59	516.32	
5	351.95	264.71	5.11	-1688.62	619.48	

<i>Perm.</i>	6,7	191.17	0.00	0.00	458.82	71.69	Sisma Trasv.
<i>Vert. +</i>	6	9.18	0.00	0.00	22.02	3.44	
<i>Vert. -</i>	7	-9.18	0.00	0.00	-22.02	-3.44	
<i>Orizz.</i>	6,7	0.00	0.00	6.61	0.00	63.23	
<i>Perm.</i>	8,9	191.17	0.00	0.00	458.82	71.69	Sisma Long.
<i>Vert. +</i>	8	9.18	0.00	0.00	22.02	3.44	
<i>Vert. -</i>	9	-9.18	0.00	0.00	-22.02	-3.44	
<i>Orizz.</i>	8,9	0.00	117.67	0.00	-1126.15	0.00	

Si sommano ora le azioni provenienti dall'impalcato a quelle derivanti dal terreno e dal peso proprio degli elementi della spalla.

Azioni totali rispetto filo anteriore platea						
<b>COMB.</b>	<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>	
1	3,010.81	658.06	9.91	16,988.72	164.61	Cond. Norm. Eserc.
2	3,209.09	658.06	11.80	17,464.60	592.71	
3	3,171.58	658.06	11.80	17,374.57	695.87	
4	3,209.09	724.21	5.11	16,831.54	516.32	
5	3,171.58	724.21	5.11	16,741.51	619.48	

<i>Perm.</i>	6,7	2,876.26	383.93	0.00	18,888.95	71.69	Sisma Trasv.
<i>Vert. +</i>	6	138.06	0.00	0.00	939.99	3.44	
<i>Vert. -</i>	7	-138.06	0.00	0.00	-939.99	-3.44	
<i>Orizz.</i>	6,7	0.00	0.00	99.40	0.00	535.16	
<i>Perm.</i>	8,9	2,876.26	383.93	0.00	18,888.95	71.69	Sisma Long.
<i>Vert. +</i>	8	138.06	0.00	0.00	939.99	3.44	
<i>Vert. -</i>	9	-138.06	0.00	0.00	-939.99	-3.44	
<i>Orizz.</i>	8,9	0.00	225.47	0.00	-1,710.97	0.00	

## VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE DELLA SPALLA

### VERIFICA DELLA FONDAZIONE SU PALI

Numero totale dei pali  $N_p = 18$

Dimensioni platea di fondazione (m)

X	Y	Z
12.00	12.35	1.80

Area fondazione  $148.20 \text{ m}^2$

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

Baricentro palificata

X	Y
0.00	0.00

$X_G$	$Y_G$
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.

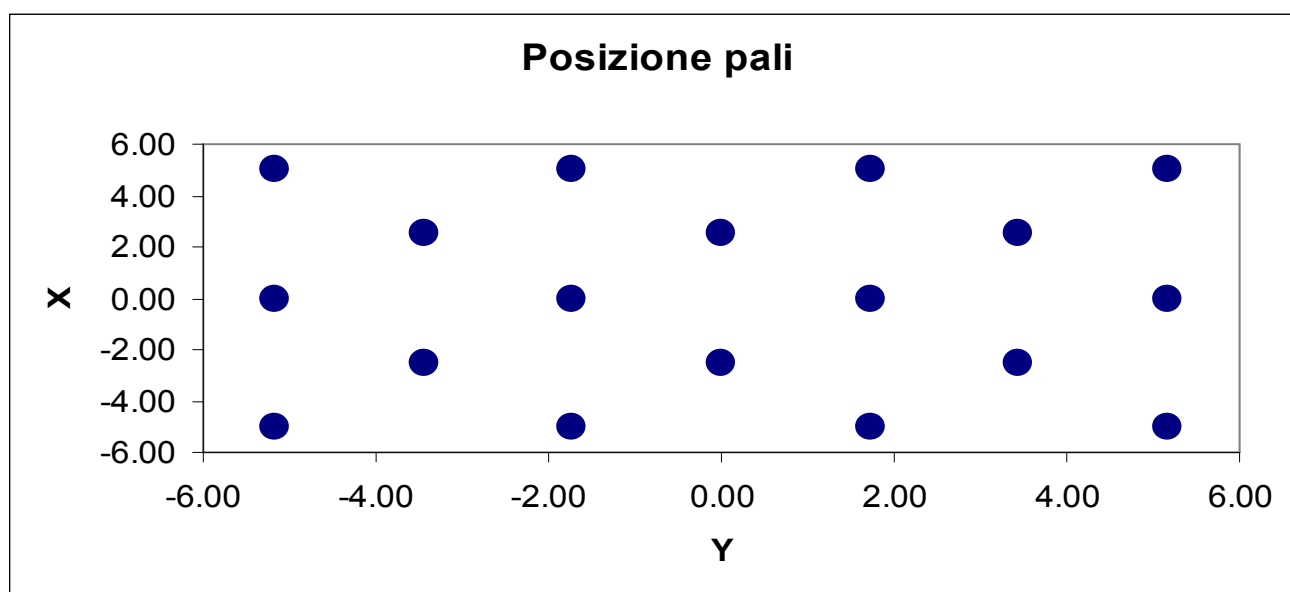
Momento d'inerzia fondazione rispetto al baricentro palificata ( $\text{m}^2$ )

$J_l$	$J_t$
237.5	226.148

Coordinate pali rispetto al baricentro platea (X,Y) e al baricentro palificata ( $X_g, Y_g$ ):

Pali	X (m)	Y (m)	$X_g$ (m)	$Y_g$ (m)	$W_l$ (m)	$W_t$ (m)
1	5.00	5.18	5.00	5.18	47.50	43.70
2	5.00	1.73	5.00	1.73	47.50	131.10
3	5.00	-1.73	5.00	-1.73	47.50	-131.10
4	5.00	-5.18	5.00	-5.18	47.50	-43.70
5	2.50	3.45	2.50	3.45	95.00	65.55
6	2.50	0.00	2.50	0.00	95.00	Infinito
7	2.50	-3.45	2.50	-3.45	95.00	-65.55
8	0.00	5.18	0.00	5.18	Infinito	43.70
9	0.00	1.73	0.00	1.73	Infinito	131.10
10	0.00	-1.73	0.00	-1.73	Infinito	-131.10
11	0.00	-5.18	0.00	-5.18	Infinito	-43.70
12	-2.50	3.45	-2.50	3.45	-95.00	65.55
13	-2.50	0.00	-2.50	0.00	-95.00	Infinito
14	-2.50	-3.45	-2.50	-3.45	-95.00	-65.55
15	-5.00	5.18	-5.00	5.18	-47.50	43.70
16	-5.00	1.73	-5.00	1.73	-47.50	131.10
17	-5.00	-1.73	-5.00	-1.73	-47.50	-131.10
18	-5.00	-5.18	-5.00	-5.18	-47.50	-43.70
19						
20						

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:

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

$$e_{l, \text{pali}} = 6.00 \text{ m}$$

		Azioni totali rispetto baricentro palificata					
		<b>N</b>	<b>H<sub>l</sub></b>	<b>H<sub>t</sub></b>	<b>M<sub>l</sub></b>	<b>M<sub>t</sub></b>	
<b>COMB.</b>		<b>(t)</b>	<b>(t)</b>	<b>(t)</b>	<b>(t*m)</b>	<b>(t*m)</b>	
	1	3,010.81	658.06	9.91	-1,076.12	164.61	Cond. Norm. Eserc.
	2	3,209.09	658.06	11.80	-1,789.94	592.71	
	3	3,171.58	658.06	11.80	-1,654.89	695.87	
	4	3,209.09	724.21	5.11	-2,423.00	516.32	
	5	3,171.58	724.21	5.11	-2,287.95	619.48	
<i>Perm.</i>	6,7	2,876.26	383.93	0.00	1,631.41	71.69	Sisma Trasv.
<i>Vert. +</i>	6	138.06	0.00	0.00	111.63	3.44	
<i>Vert. -</i>	7	-138.06	0.00	0.00	-111.63	-3.44	
<i>Orizz.</i>	6,7	0.00	0.00	99.40	0.00	535.16	
<i>Perm.</i>	8,9	2,876.26	383.93	0.00	1,631.41	71.69	Sisma Long.
<i>Vert. +</i>	8	138.06	0.00	0.00	111.63	3.44	
<i>Vert. -</i>	9	-138.06	0.00	0.00	-111.63	-3.44	
<i>Orizz.</i>	8,9	0.00	225.47	0.00	-1,710.97	0.00	

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

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

Per le combinazioni di carico sismiche lo sforzo assiale in testa ai pali si otterrà dalla combinazione quadratica delle componenti verticali e orizzontali dell'azione sismica, pari a:

$$N_{\text{palo}} = (N + \alpha_N (N_v^{\beta_N} + N_o^{\beta_N})^{1/\beta_N}) / n^\circ \text{ pali} + (M_l + \alpha_{Ml} (M_{l,v}^{\beta_{Ml}} + M_{l,o}^{\beta_{Ml}})^{1/\beta_{Ml}}) / W_l + (M_t + \alpha_{Mt} (M_{t,v}^{\beta_{Mt}} + M_{t,o}^{\beta_{Mt}})^{1/\beta_{Mt}}) / W_t$$

dove i generici  $\alpha_i = 1$  e  $\beta_i = 1$  se le sollecitazioni i-esime del sisma verticale e orizzontale hanno segni differenti (oppure una delle due è nulla), mentre  $\alpha_i$  ha il segno delle sollecitazioni i-esime e  $\beta_i = 2$  se le stesse hanno lo stesso segno.



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

**Combinazioni di carico**

<b>PALI</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>7</b>	<b>8</b>	<b>9</b>
1	193.7	229.5	227.0	241.1	238.5	144.7	133.9	168.5	155.4
2	191.2	220.5	216.3	233.2	229.1	135.4	124.7	167.4	154.4
3	188.7	211.4	205.7	225.4	219.6	126.1	115.5	166.2	153.4
4	186.2	202.4	195.1	217.5	210.2	116.9	106.3	165.1	152.3
5	181.1	206.2	204.2	211.7	209.7	158.4	145.3	168.3	154.0
6	178.6	197.1	193.6	203.8	200.3	149.1	136.1	167.1	153.0
7	176.1	188.1	183.0	195.9	190.8	139.9	126.9	166.0	152.0
8	171.0	191.8	192.1	190.1	190.4	181.3	165.9	169.2	153.7
9	168.5	182.8	181.5	182.2	180.9	172.1	156.7	168.0	152.6
10	166.0	173.8	170.9	174.3	171.5	162.8	147.5	166.9	151.6
11	163.5	164.7	160.3	166.5	162.0	153.6	138.3	165.7	150.6
12	158.5	168.5	169.4	160.7	161.6	195.1	177.3	168.9	152.3
13	155.9	159.4	158.8	152.8	152.1	185.8	168.1	167.8	151.2
14	153.4	150.4	148.2	144.9	142.7	176.6	158.9	166.7	150.2
15	148.4	154.2	157.3	139.1	142.2	218.0	197.9	169.9	151.9
16	145.9	145.1	146.7	131.2	132.8	208.8	188.7	168.7	150.9
17	143.4	136.1	136.1	123.3	123.3	199.5	179.5	167.6	149.8
18	140.8	127.0	125.4	115.5	113.9	190.3	170.3	166.4	148.8
19									
20									

$N_{\max}$  (t)    193.7    229.5    227.0    241.1    238.5    218.0    197.9    169.9    155.4

$N_{\min}$  (t)    140.8    127.0    125.4    115.5    113.9    116.9    106.3    165.1    148.8

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

Sollecitazioni a quota intradosso platea		
COMB.	H <sub>l</sub> (t)	H <sub>t</sub> (t)
1	658.1	9.9
2	658.1	11.8
3	658.1	11.8
4	724.2	5.1
5	724.2	5.1
6	383.9	99.4
7	383.9	99.4
8	609.4	0.0
9	609.4	0.0

T <sub>l</sub> (t)	T <sub>t</sub> (t)	T <sub>max</sub> (t)
36.56	0.55	36.56
36.56	0.66	36.56
36.56	0.66	36.56
40.23	0.28	40.23
40.23	0.28	40.23
21.33	5.52	22.03
21.33	5.52	22.03
33.86	0.00	33.86
33.86	0.00	33.86

Il taglio massimo è dunque pari a  $T_{max} = 40.23$  t

PALI		
SISM		ESER
218.0	N <sub>max</sub>	241.1
106.3	N <sub>min</sub>	113.9
33.9	T <sub>max</sub>	40.2

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<sub>0</sub> lunghezza elastica del palo

Ponendo

$$\begin{aligned} \phi \text{ palo} = \text{diametro del palo} &= 120.0 \text{ cm} \\ K_w = \text{modulo di Winkler del terreno} &= 1,500 \text{ t/m}^3 \\ E_{cls} = \text{modulo di elasticità del calcestruzzo} &= 311,769 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

risulta

$$L_0 = 4.656 \text{ m}$$

da cui

$$M_{max} = 93.676 \text{ t*m}$$

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

$$N_{\max} = 241.1 \text{ t}$$

$$N_{\min} = 113.9 \text{ t}$$

Per quanto riguarda l'armatura, risulta

$$\text{Raggio anello armatura} = 53.50 \text{ cm} \qquad \text{Copriferro} = 6.5 \text{ cm}$$

$$\text{Area armatura anulare} = 95.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Coeff. omogeneizzazione } n = 15.0$$

Si ricorda che per le tensioni ammissibili si ha:

$$\text{Tensione ammissibile cls} = 97.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Tensione ammissibile acciaio} = 2,600 \text{ kg/cm}^2$$

#### **Verifica con sforzo normale massimo**

Centro di pressione esterno al nocciolo centrale d'inerzia (Grande eccentricità)

$$\text{Angolo al centro asse neutro} = 199.47 \text{ }^\circ$$

$$\text{Distanza asse neutro da lembo compresso} = 70.14 \text{ cm}$$

$$\text{Tensione max di compressione Cls} = 76.70 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Tensione armatura tesa} = 711.15 \text{ kg/cm}^2$$

#### **Verifica con sforzo normale minimo**

Centro di pressione esterno al nocciolo centrale d'inerzia (Grande eccentricità)

$$\text{Angolo al centro asse neutro} = 155.137 \text{ }^\circ$$

$$\text{Distanza asse neutro da lembo compresso} = 47.08 \text{ cm}$$

$$\text{Tensione max di compressione Cls} = 83.2111 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Tensione armatura tesa} = 1,760.65 \text{ kg/cm}^2$$

## AZIONI SUL MURO FRONTALE

### AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO

Le azioni trasmesse dall'impalcato sul muro frontale sono già state calcolate nel cap. 5, riferite alla quota appoggi e all'asse del viadotto.

Delle 9 combinazioni di carico individuate nel cap. 5, interessano solo quelle relative alle condizioni normali di esercizio (1-5) e al sisma longitudinale (8,9), non avendo il sisma trasversale (7,8) rilevanza ai fini della verifica del muro frontale. Nella verifica inoltre non si considera il momento trasversale  $M_t$ .

Tali azioni devono ora essere riportate al baricentro della sezione di spiccato del muro frontale (comprensivo degli speroni).

A tal fine si identifica una eccentricità longitudinale  $e_l$  pari alla distanza tra l'asse appoggi e il baricentro del muro frontale, e un eccentricità verticale  $e_v$  pari all'altezza del muro frontale.

Risulta allora:

$$e_l = 1.72 \quad \text{m}$$

$$e_v = -6.05 \quad \text{m}$$

$$M_l = M_{l,\text{appoggi}} - N_{\text{appoggi}} * e_l + H_{l,\text{appoggi}} * e_v$$

AZIONI IMPALCATO rispetto baricentro muro							
	COMB.	N (t)	H <sub>l</sub> (t)	H <sub>t</sub> (t)	M <sub>l</sub> (t*m)	M <sub>t</sub> (t*m)	
	1	191.17	198.56	9.91	-1870.94	-	Cond. Norm. Eserc.
	2	389.46	198.56	11.80	-2211.26	-	
	3	351.95	198.56	11.80	-2146.88	-	
	4	389.46	264.71	5.11	-2725.25	-	
	5	351.95	264.71	5.11	-2660.86	-	
Perm.	8,9	191.17	0.00	0.00	-328.12	-	Sisma Long.
Vert. +	8	9.18	0.00	0.00	-15.75	-	
Vert. -	9	-9.18	0.00	0.00	15.75	-	
Orizz.	8,9	0.00	117.67	0.00	-711.93	-	

### AZIONI TRASMESSE DAL TERRENO

Per il calcolo delle azioni trasmesse dal terreno si ricorda che nel cap. 5 si è assunto un peso specifico del terreno  $\gamma_t$  e un angolo di attrito interno  $\phi'$  pari a:

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

Si calcola poi il coeff. di spinta attiva  $K_a$  dalla relazione di Rankine come

$$K_a = 0.27099$$

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

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

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 al baricentro della sezione di spiccato del muro frontale, si ha (con  $B_{tm}$  e  $H_m$  rispettivamente larghezza trasversale e altezza del muro frontale e con  $H_{par}$  altezza del muro paraghiaia):

$B_{tm}$ (m)	$H_m$ (m)	$H_{par}$ (m)	$S_{a,t}$ (t)	$S_{a,s}$ (t)	$e_{Sa,t}$ (m)	$e_{Sa,s}$ (m)
11.50	6.05	3.44	252.60	59.15	3.16	4.75

In caso di sisma longitudinale (il sisma trasversale non ha interesse per la verifica del muro frontale), si ha, ricordando il cap. 5,

$$\begin{aligned}
 C &= 0.02 & \theta &= \arctg(C) = 1.146^\circ \\
 i' &= i + \theta = 1.146^\circ \\
 \beta' &= \beta + \theta = 1.146^\circ \\
 \alpha &= 90^\circ - \beta' = 88.854^\circ \\
 \phi' &= 35^\circ
 \end{aligned}$$

Indicando con  $K_{a,s}$  il coeff. di spinta attiva in condizioni sismiche, si ha (vedi G. U. del 5/2/1996)

$$K_{a,s} = 0.2816$$

da cui si calcola un coefficiente orizzontale di spinta pari a

$$K_{a,s \text{ orizzontale}} = k_{a,s} \cdot \cos(\theta) = 0.2816$$

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

si ha

$\Delta S_{a,t}$ (t)	$e_{\Delta Sa,t}$ (t*m)
9.87	6.33

Riassumendo le varie azioni trasmesse dal terreno al muro frontale, sia in condizioni normali che di sisma longitudinale, considerate agenti al baricentro della sezione di spiccato del muro, si ha:

<i>Az. progetto</i>	<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>
Spinta attiva terreno	0.00	252.60	0.00	-799.04	0.00
Spinta attiva sovraccarico	0.00	59.15	0.00	-280.66	0.00
Sisma long. orizzontale	0.00	9.87	0.00	-62.43	0.00

### **AZIONI DOVUTE AL PESO PROPRIO**

Ricordando la geometria della spalla delineata nel cap. 4, e considerando tutte le azioni agenti al baricentro della sezione di spiccatto del muro di fondazione, risulta, per il peso del muro e del sovraccarico dovuto al paraghiaia, con el eccentricità longitudinale:

<b>N<sub>muro</sub> (t)</b>	<b>e<sub>l,muro</sub> (m)</b>	<b>N<sub>paragh</sub> (t)</b>	<b>e<sub>l,paragh</sub> (m)</b>	<b>N<sub>soletta</sub> (t)</b>	<b>e<sub>l,soletta</sub> (m)</b>	<b>N<sub>mensola</sub> (t)</b>	<b>e<sub>l,mensola</sub> (m)</b>
373.91	0.00	148.35	0.63	28.75	-1.37	9.56	-0.46

In caso di sisma longitudinale, ricordando che risulta

<b>S</b>	<b>C</b>	<b>K<sub>h</sub></b>	<b>K<sub>v</sub></b>
4	0.02	0.0346	0.0480

si ha, indicando con  $e_v$  l'eccentricità verticale della forza d'inerzia del muro frontale+paraghiaia +soletta+mensola

<b>H<sub>l</sub> (t)</b>	<b>e<sub>v</sub> (t)</b>
19.37	4.47

Riassumendo le varie azioni, sia in condizioni normali che di sisma, considerate agenti al baricentro della sezione di spiccatto del muro frontale, si ha:

<i>Az. progetto</i>	<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>
Peso proprio muro front.	373.91	0.00	0.00	0.00	0.00
Peso proprio paraghiaia	148.35	0.00	0.00	94.00	0.00
Peso proprio soletta	28.75	0.00	0.00	-39.28	0.00
Peso proprio mensola	9.56	0.00	0.00	-4.42	0.00
Sisma long. orizzontale	0.00	19.37	0.00	-86.62	0.00
Sisma vert. + Incr. peso	26.91	0.00	0.00	2.41	0.00
Sisma vert. - Decr. peso	-26.91	0.00	0.00	-2.41	0.00

## COMBINAZIONI DI CARICO DI TUTTE LE AZIONI

Sommando le azioni dovute al terreno e quelle derivanti dal peso proprio alle azioni trasmesse dall'impalcato, tutte riferite al baricentro della sezione di spiccato del muro frontale, si ha:

		AZIONI TOTALI rispetto al baricentro muro					
		<b>N</b>	<b>H<sub>l</sub></b>	<b>H<sub>t</sub></b>	<b>M<sub>l</sub></b>	<b>M<sub>t</sub></b>	
<b>COMB.</b>		<b>(t)</b>	<b>(t)</b>	<b>(t)</b>	<b>(t*m)</b>	<b>(t*m)</b>	
	1	751.74	510.31	9.91	-2900.34	-	Cond. Norm. Eserc.
	2	950.02	510.31	11.80	-3240.66	-	
	3	912.51	510.31	11.80	-3176.28	-	
	4	950.02	576.46	5.11	-3754.65	-	
	5	912.51	576.46	5.11	-3690.26	-	
Perm.	8,9	751.74	252.60	0.00	-1076.86	-	Sisma Long.
Vert. +	8	36.08	0.00	0.00	-13.34	-	
Vert. -	9	-36.08	0.00	0.00	13.34	-	
Orizz.	8,9	0.00	146.92	0.00	-860.98	-	

Per le combinazioni di carico sismiche la generica sollecitazione S si otterrà dalla combinazione quadratica delle componenti verticali e orizzontali dell'azione sismica:

$$S = (S_{perm} + \alpha(S_v^\beta + S_o^\beta)^{1/\beta})$$

dove  $\alpha = 1$  e  $\beta=1$  se le sollecitazioni del sisma verticale e orizzontale hanno segni differenti (oppure una delle due è nulla), mentre  $\alpha$  ha il segno delle sollecitazioni e  $\beta=2$  se le stesse hanno lo stesso segno.

Per la verifica del muro frontale si trascura il contributo irrigidente dei muri di risvolto; è così possibile considerare il muro stesso come due travi a T rovescia incastrate al piede, e verificarlo di conseguenza.

Per ciascuna delle due travi a T rovescia si ottiene:

		AZIONI su trave T rispetto al baricentro muro					
		<b>N</b>	<b>H<sub>l</sub></b>	<b>H<sub>t</sub></b>	<b>M<sub>l</sub></b>	<b>M<sub>t</sub></b>	
<b>COMB.</b>		<b>(t/m)</b>	<b>(t/m)</b>	<b>(t/m)</b>	<b>(t*m/m)</b>	<b>(t*m/m)</b>	
	1	375.87	255.15	4.96	-1450.17	-	Cond. Norm. Eserc.
	2	475.01	255.15	5.90	-1620.33	-	
	3	456.26	255.15	5.90	-1588.14	-	
	4	475.01	288.23	2.56	-1877.32	-	
	5	456.26	288.23	2.56	-1845.13	-	
Vert. +	8	393.91	199.76	0.00	-968.97	-	Sisma Long.
Vert. -	9	357.83	199.76	0.00	-962.25	-	

## VERIFICHE DEGLI ELEMENTI DELLA SPALLA

### VERIFICA MURO FRONTALE

Segue la verifica a pressoflessione per le varie combinazioni di carico:

Altezza totale sezione	400.00	cm
Altezza ala	150.00	cm
Larghezza anima	160.00	cm
Larghezza ala	575.00	cm
Copriferro armatura compressa	5.00	cm
Copriferro armatura tesa	5.00	cm
Coefficiente di omogeneizzazione	15.00	
Area armatura compressa	30.00	cm <sup>2</sup>
Area armatura tesa	160.00	cm <sup>2</sup>

Si ricorda che risulta

Tensione ammissibile cls	110	kg/cm <sup>2</sup>
Tensione ammissibile acciaio	2,600	kg/cm <sup>2</sup>

#### *Combinazione 1*

Momento flettente	-1450.17	t*m
Sforzo normale	375.87	t

#### Sezione parzializzata

Dist. asse neutro da lembo compresso	147.55	cm
Tensione max cls	45.76	kg/cm <sup>2</sup>
Tensione armatura tesa	-1,151.07	kg/cm <sup>2</sup>
Tensione armatura compressa	663.12	kg/cm <sup>2</sup>

#### *Combinazione 2*

Momento flettente	-1620.33	t*m
Sforzo normale	475.01	t

#### Sezione parzializzata

Dist. asse neutro da lembo compresso	158.49	cm
Tensione max cls	49.82	kg/cm <sup>2</sup>
Tensione armatura tesa	-1,115.27	kg/cm <sup>2</sup>
Tensione armatura compressa	723.79	kg/cm <sup>2</sup>



### Combinazione 3

Momento flettente	-1588.14	t*m
Sforzo normale	456.26	t

#### Sezione parzializzata

Dist. asse neutro da lembo compresso	156.51	cm
Tensione max cls	49.06	kg/cm <sup>2</sup>
Tensione armatura tesa	-1,121.43	kg/cm <sup>2</sup>
Tensione armatura compressa	712.44	kg/cm <sup>2</sup>

### Combinazione 4

Momento flettente	-1877.32	t*m
Sforzo normale	475.01	t

#### Sezione parzializzata

Dist. asse neutro da lembo compresso	145.70	cm
Tensione max cls	59.50	kg/cm <sup>2</sup>
Tensione armatura tesa	-1,527.05	kg/cm <sup>2</sup>
Tensione armatura compressa	861.82	kg/cm <sup>2</sup>

### Combinazione 5

Momento flettente	-1845.13	t*m
Sforzo normale	456.26	t

#### Sezione parzializzata

Dist. asse neutro da lembo compresso	144.00	cm
Tensione max cls	58.71	kg/cm <sup>2</sup>
Tensione armatura tesa	-1,534.99	kg/cm <sup>2</sup>
Tensione armatura compressa	850.07	kg/cm <sup>2</sup>

### Combinazione 8

Momento flettente	-968.97	t*m
Sforzo normale	393.91	t

#### Sezione parzializzata

Dist. asse neutro da lembo compresso	205.42	cm
Tensione max cls	26.87	kg/cm <sup>2</sup>
Tensione armatura tesa	-372.02	kg/cm <sup>2</sup>
Tensione armatura compressa	393.29	kg/cm <sup>2</sup>

## Combinazione 9

Momento flettente	-962.25	t*m
Sforzo normale	357.83	t

### Sezione parzializzata

Dist. asse neutro da lembo compresso	189.23	cm
Tensione max cls	27.60	kg/cm <sup>2</sup>
Tensione armatura tesa	-450.14	kg/cm <sup>2</sup>
Tensione armatura compressa	403.01	kg/cm <sup>2</sup>

Riassumendo per le varie combinazioni si ha

	1	2	3	4	5	8	9
$y_n$	147.6	158.5	156.5	145.7	144.0	205.4	189.2
$\sigma_{c,max}$	45.8	49.8	49.1	59.5	58.7	26.9	27.6
$\sigma_{a,t}$	-1,151.1	-1,115.3	-1,121.4	-1,527.1	-1,535.0	-372.0	-450.1
$\sigma_{a,c}$	663.1	723.8	712.4	861.8	850.1	393.3	403.0

dove  $y_n$  è la distanza dell'asse neutro dal lembo compresso ("--" se la sezione è interamente reagente e compressa),  $\sigma_{c,max}$  è la tensione massima nel cls,  $\sigma_{a,t}$  e  $\sigma_{a,c}$  le tensioni rispettivamente nell'armatura tesa e compressa ("--" se la sezione è interamente reagente e compressa).

## VERIFICA MURO PARAGHIAIA

La verifica viene fatta sia per la condizione di esercizio, che per quella sismica.

### ### Condizione di esercizio

Il muro paraghiaia è sollecitato dalla spinta attiva del terreno e del sovraccarico  $q_s$  su questo. Vanno inoltre considerate le azioni di un asse che freni sul paraghiaia e le azioni eventualmente trasmesse dall'impalcato.

Per quanto riguarda la spinta attiva del terreno  $S_{a,t}$  e del sovraccarico  $S_{a,s}$  si ha, indicando con  $e_{Sa,t}$  e  $e_{Sa,s}$  le eccentricità di tali forze rispetto al baricentro della base del muro paraghiaia

$$\gamma_t = 1.80 \quad t/m^3 \qquad \phi' = 35^\circ \qquad q_s = 2.00 \quad t/m^2$$

$$K_a = 0.27099$$

$B_{tpar}$ (m)	$H_{par}$ (m)	$S_{a,t}$ (t)	$S_{a,s}$ (t)	$e_{Sa,t}$ (m)	$e_{Sa,s}$ (m)
11.50	3.44	33.19	21.44	1.15	1.72

Riportando tali azioni a metro lineare di muro e calcolando il momento  $M_{I1}$  rispetto alla base del muro paraghiaia, risulta

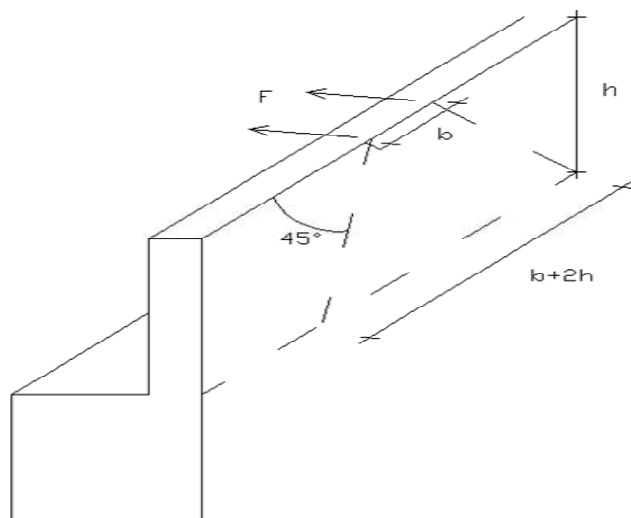
$S_{a,t}$ (t/m)	$S_{a,s}$ (t/m)	$e_{Sa,t}$ (m)	$e_{Sa,s}$ (m)	$M_{I1}$ (t*m/m)
2.89	1.86	1.15	1.72	-6.52

Per quanto riguarda l'azione di frenatura sul paraghiaia e sul terreno subito retrostante, la normativa prescrive che la forza di frenatura sia pari al 20% del carico  $q_{1a}$ , pari a tre assi da 20 t, ovvero a 4 t per asse. Ai fini della verifica si trascura l'asse più lontano dal paraghiaia, considerando dunque l'asse gravante sul paraghiaia e l'asse retrostante gravante sul terreno, a distanza di 1,5 m dal primo. Si assume una ripartizione degli sforzi a 45° all'interno del muro, e a 60° nel terreno.

Indicando con  $H_{par}$  l'altezza del muro paraghiaia, con  $F$  la forza di frenatura e con  $b$  l'interasse delle due ruote di un asse, si trova per l'asse che frena sul paraghiaia un momento  $M_{I2}$  per unità di lunghezza del muro, rispetto alla base dello stesso, pari a:

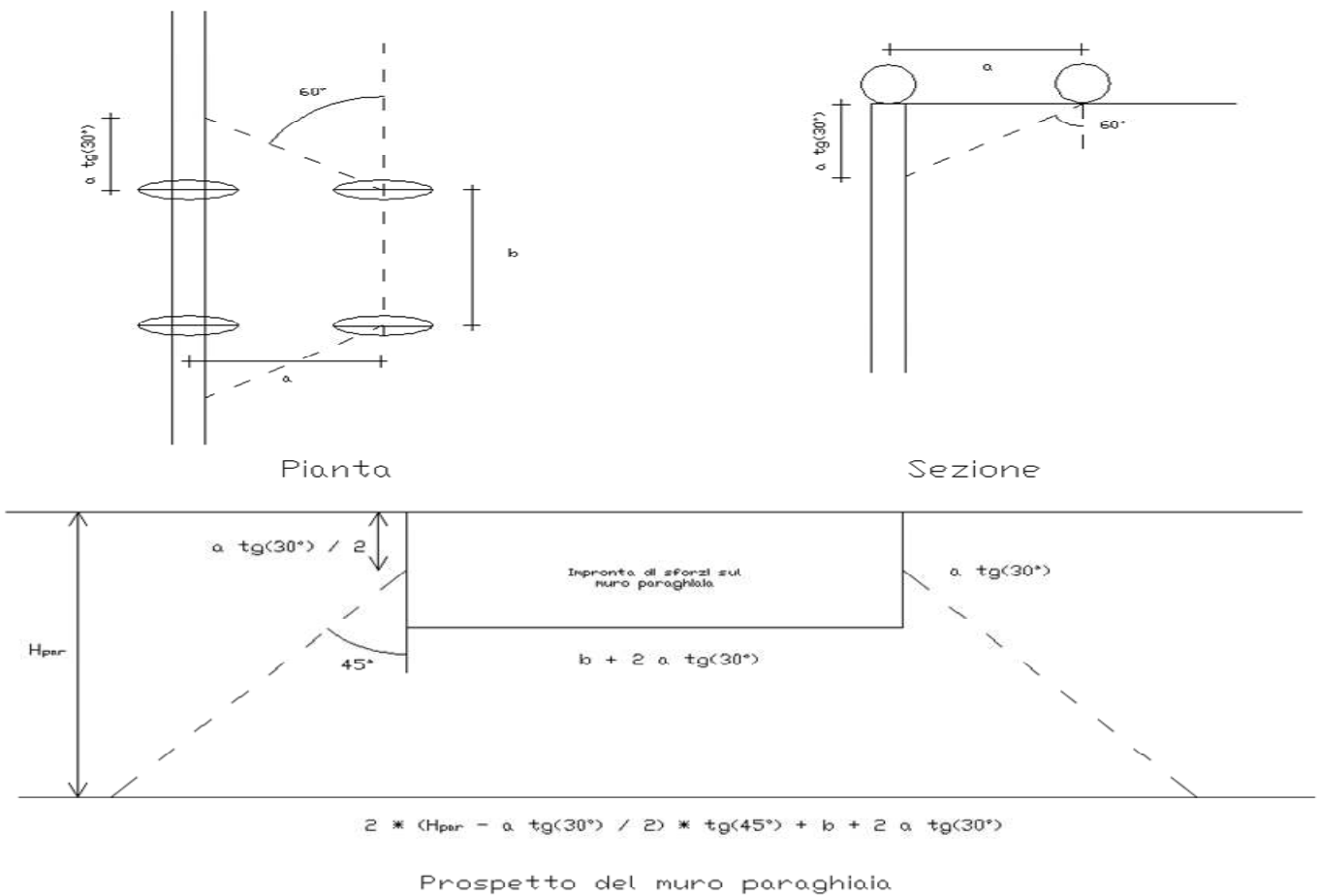
$$H_{par} = 3.44 \text{ m} \qquad F = 4.00 \text{ t} \qquad b = 2.00 \text{ m}$$

$$M_{I2} = (F * H_{par}) / (b + 2 * H_{par}) = -1.55 \text{ t*m/m}$$



Per quanto riguarda l'asse che frena sul rilevato retrostante il muro, a distanza di  $a=1,5$  m dall'asse sul paraghiaia, si trova una impronta sul muro paraghiaia alta  $a * \text{tg}(30^\circ) = 0,8655$  m e larga  $b + 2 * a * \text{tg}(30^\circ) = 2,00 + 2 * 1,5 * \text{tg}(30^\circ) = 3,732$  m. A sua volta tale impronta di sforzi si diffonde a  $45^\circ$  nel muro paraghiaia, per cui si trova una impronta alla base del muro pari a

$$L_{impronta} = 2 * (H_{par} - 0,8655/2) * \text{tg}(45^\circ) + 3,732 = 9.75 \text{ m}$$



Si trova dunque per l'asse che frena sul rilevato a 1,5 m dal paraghiaia un momento  $M_f$  per unità di lunghezza del muro, rispetto alla base dello stesso, pari a:

$$M_{f3} = F \cdot (H_{par} - 0,8655/2) / L_{impronta} = -1.23 \quad t \cdot m/m$$

Per quanto riguarda gli sforzi trasmessi dall'impalcato, indicando con  $M_f$  il momento dovuto alla frenatura e con  $M_{attr}$  il momento dovuto alla resistenza parassita dei vincoli, si ha, con  $e$  eccentricità delle azioni orizzontali rispetto all'asse appoggi (spiccato paraghiaia):

$H_f$ (t)	$H_{attr}$ (t)	$e$ (m)	$M_f$ (t*m)	$M_{attr}$ (t*m)
66.15	198.56	1.72	-113.78	-341.53

In totale per il momento longitudinale  $M_l$  si ha, con  $B_{l,p}$  larghezza del muro paraghiaia:

$$M_l = M_{l1} + M_{l2} + M_{l3} + (M_f + M_{attr}) / B_{l,p} = -47.24 \quad t^*m/m$$

Si ha poi uno sforzo normale  $N$  per unità di larghezza dovuto al peso proprio del muro e al peso dell'asse che frena sul muro (20 t) ripartito su una larghezza pari a  $b + 2 * H_{par}$

$$N = 15.15 \quad t/m$$

### ### Condizione sismica

Il muro paraghiaia è sollecitato dalla spinta attiva del terreno e dalle azioni dall'impalcato.

Per quanto riguarda la spinta attiva del terreno  $S_{a,t \text{ sism}}$  in condizioni sismiche si ha:

$$\begin{aligned} C &= 0.02 & \theta &= \arctg(C) = 1.146^\circ \\ i' &= i + \theta = 1.146^\circ \\ \beta' &= \beta + \theta = 1.146^\circ \\ \alpha &= 90^\circ - \beta' = 88.854^\circ \\ \phi' &= 35^\circ \end{aligned}$$

Indicando con  $K_{a,s}$  il coeff. di spinta attiva in condizioni sismiche, si ha (vedi G. U. del 5/2/1996)

$$K_{a,s} = 0.2816$$

da cui si calcola un coefficiente orizzontale di spinta pari a

$$K_{a,s \text{ orizzontale}} = k_{a,s} * \cos(\theta) = 0.2816$$

per cui, con  $e$  eccentricità dell'azione orizzontale  $S_{a,t \text{ sism}}$  rispetto agli appoggi (spiccato paraghiaia) e con  $M_{l1}$  il momento di tale azione per unità di lunghezza del muro:

$B_{tpar}$ (m)	$H_{par}$ (m)	$S_{a,t \text{ sism}}$ (t)	$e$ (m)	$M_{l1}$ (t*m/m)
11.50	3.44	34.49	2.29	-6.88

Per quanto riguarda le azioni trasmesse dall'impalcato  $H_{l,sism}$  in condizioni sismiche, indicando con  $e$  l'eccentricità di tale azione rispetto agli appoggi (spiccato paraghiaia) e con  $M_{sism}$  il momento di tale azione per unità di lunghezza, si ha:

$H_{s,sism}$ (t)	$e$ (m)	$M_{sism}$ (t*m/m)
117.67	1.72	-17.60

In totale per il momento longitudinale  $M_l$  si ha:

$$M_l = M_{l1} + M_{\text{sis}} = -24.48 \quad \text{t*m/m}$$

Si ha poi uno sforzo normale  $N$  per unità di larghezza dovuto al peso proprio del muro + il decremento di peso dovuto al sisma verticale (condizione più sfavorevole per la verifica a pressoflessione).

$$N = 12.28 \quad \text{t/m}$$

Segue la verifica a pressoflessione:

Altezza totale della sezione	150.00	cm
Larghezza sezione	100.00	cm
Copriferro armatura tesa	5.00	cm
Copriferro armatura compressa	5.00	cm
coeff. omogeneizzazione $n$	15	
Area armatura tesa	26.55	cm <sup>2</sup>
Area armatura compressa	26.55	cm <sup>2</sup>

#### Condizioni di esercizio

Sezione parzializzata		
Dist. asse neutro da lembo compresso	33.77	cm
Tensione max cls	21.17	kg/cm <sup>2</sup>
Tensione armatura tesa	1,045.76	kg/cm <sup>2</sup>
Tensione armatura compressa	-270.47	kg/cm <sup>2</sup>

#### Condizioni sismiche

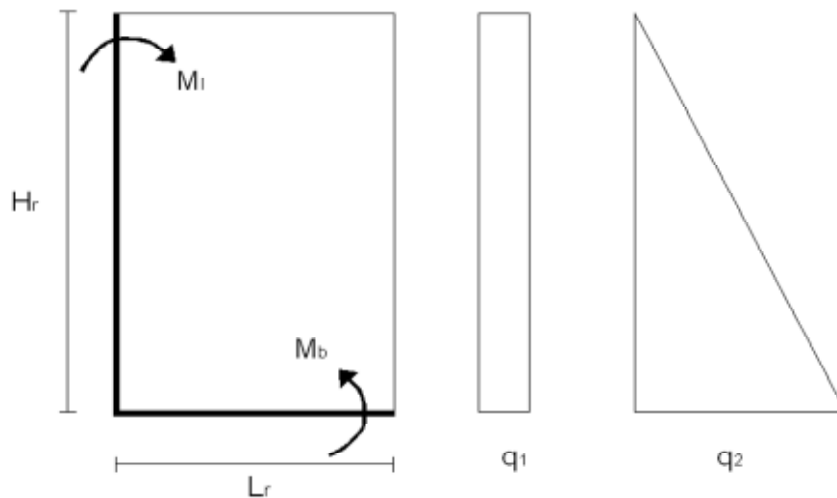
Sezione parzializzata		
Dist. asse neutro da lembo compresso	37.84	cm
Tensione max cls	11.07	kg/cm <sup>2</sup>
Tensione armatura tesa	470.13	kg/cm <sup>2</sup>
Tensione armatura compressa	-144.07	kg/cm <sup>2</sup>

## VERIFICA MURI DI RISVOLTO

Lo schema di calcolo è quello di piastra incastrata su due lati (quello inferiore e quello laterale a contatto con il muro frontale). Si analizza la condizione normale di esercizio, con i muri caricati dalla spinta attiva del sovraccarico  $q_1$  e del terreno  $q_2$ .

Indicando con  $K_a$  il coeff. di spinta attiva, con  $q_s$  il sovraccarico, con  $H_r$  l'altezza del muro di risvolto e con  $L_r$  la sua larghezza, si ha:

$$\begin{aligned}q_1 &= q_s * K_a = 0.54 \quad \text{t/m}^2 \\ q_2 &= \gamma_t * K_a * H_r = 4.63 \quad \text{t/m}^2\end{aligned}$$



Per il calcolo dei momenti flettenti, si adottano le tabelle contenute nel Bares. Quale coefficiente dimensionale si ha:

$$\gamma = L_r / H_r = 0.685$$

Utilizzando le tabelle del Bares 1.41 per il carico  $q_1$  e 1.97 per il carico  $q_2$  si ottiene, indicando con  $M_b$  il momento e con  $N_b$  la forza di compressione dovuta al peso proprio all'estradosso della platea :

$$\begin{aligned}M_b &= -42.39 \quad \text{t*m/m} \\ N_b &= 23.725 \quad \text{t/m}\end{aligned}$$

Segue la verifica a pressoflessione della sezione

Altezza totale della sezione	100.00	cm
Larghezza sezione	100.00	cm
Copriferro armatura tesa	5.00	cm
Copriferro armatura compressa	5.00	cm
coeff. omogeneizzazione n	15	

Area armatura tesa	15.70	cm <sup>2</sup>
Area armatura compressa	10.05	cm <sup>2</sup>

#### Sezione parzializzata

Dist. asse neutro da lembo compresso	22.55	cm
Tensione max cls	48.59	kg/cm <sup>2</sup>
Tensione armatura tesa	2,341.79	kg/cm <sup>2</sup>
Tensione armatura compressa	-567.28	kg/cm <sup>2</sup>

Si ricorda che risulta

Tensione ammissibile cls	110	kg/cm <sup>2</sup>
Tensione ammissibile acciaio	2,600	kg/cm <sup>2</sup>

Per il momento  $M_l$  orizzontale si ottiene nella sezione di incastro con il muro frontale il valore max:

$$M_l = -24.96 \text{ t*m/m}$$

Segue la verifica a flessione semplice della sezione

Dati di calcolo	$M_{ver}$ (t*m/m)	$S_{pr}$ (cm)	$c^{tesa}$ (cm)	$c^{compr}$ (cm)	coeff. omogen	$A_f^{tesa}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_f^{compr}$ (cm <sup>2</sup> /m)
	-24.96	100.00	5	5	15	15.7	10.05

Risultati	$y_n$ (cm)	$\sigma_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{c,amm}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{at}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{ac}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{a,amm}$ (kg/cm <sup>2</sup> )
	17.988	27.8	110.0	1,784.1	-300.9	2,600.0



Legenda dati di calcolo:

$M_{ver}$  = momento flettente.

$H_p$  = altezza totale della sezione di verifica

$c^{tesa}$  = copriferro arm. tesa (al baricentro ferro)

$c^{compr}$  = copriferro arm. compressa (al baricentro ferro)

$A_f^{tesa}$  = armatura all'intradosso orecchia (parte tesa)

$A_f^{comp}$  = armatura all'estradosso orecchia (parte compressa)

Legenda risultati:

$y_n$  = distanza asse neutro dal lembo compresso

$\sigma_c$  = tensione massima nel calcestruzzo

$\sigma_{c,amm}$  = tensione ammissibile nel calcestruzzo       $R_{ck} = 350 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_{at}$  = tensione nell'armatura tesa

$\sigma_{ac}$  = tensione nell'armatura compressa

$\sigma_{a,amm}$  = tensione ammissibile nell'armatura

## VERIFICA PLATEA DI FONDAZIONE

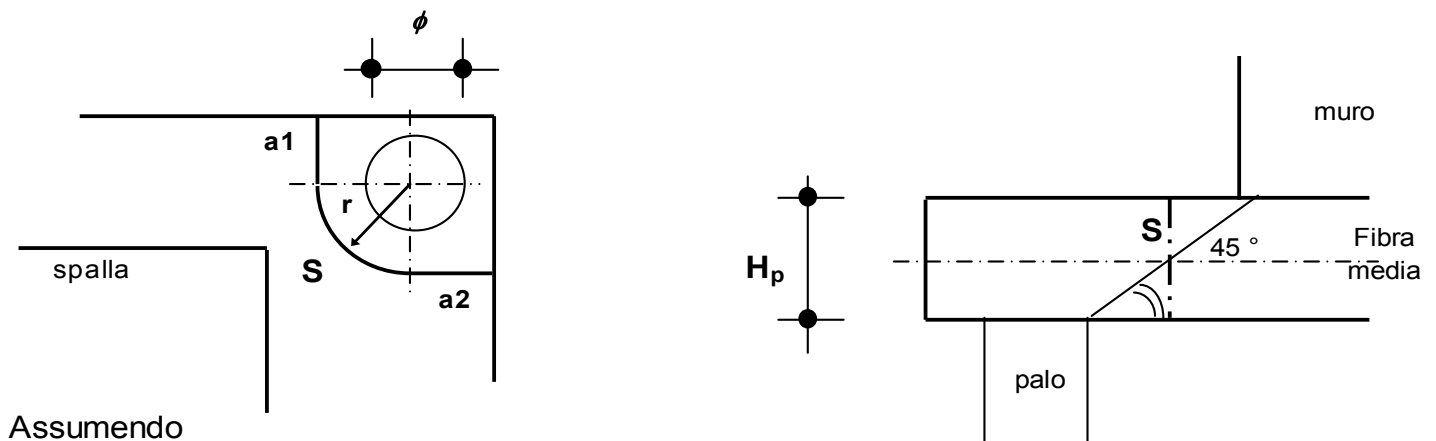
### ### VERIFICA A PUNZONAMENTO

Si verifica lo sforzo tangenziale sulla porzione anteriore della platea di fondazione (quella davanti al muro frontale) causato dal carico assiale presente sui pali trascurando, a favore di sicurezza, il contributo favorevole offerto dal peso proprio della platea.

E' analizzata la reazione esercitata dal palo di angolo più sollecitato (vedi par. 6.01):

$$\text{Reazione max palo d'angolo } N_{p,\max} = 241.108 \text{ t}$$

Si ipotizza una distribuzione a 45° del carico sullo spessore della platea e si assume una superficie resistente al taglio definita dall'intersezione del cono a 45° di detta distribuzione con la fibra media:



Assumendo

$$\begin{aligned} a1 &= 1.00 \text{ m} \\ a2 &= 1.00 \text{ m} \\ r &= 1.50 \text{ m} \end{aligned}$$

si ha:

$$S = H_p \cdot (a1 + \pi \cdot r / 2 + a2) = 7.84 \text{ m}^2$$

La tensione tangenziale  $\tau_{cls}$  nel calcestruzzo è poi pari a

$$\tau_{cls} = N_{p,\max} / S = 3.07 \text{ kg/cm}^2$$

Tale valore va confrontato con i valori  $\tau_{c0}$  e  $\tau_{c1}$  di normativa, che per un calcestruzzo di fondazione è pari a:

$$\begin{aligned} R_{ck} \text{ fondazione} &= 300 \text{ kg/cm}^2 \\ \tau_{c0} &= 6 \text{ kg/cm}^2 \\ \tau_{c1} &= 18.2857 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

### ### VERIFICA DELLA PLATEA DAVANTI AL MURO DI FONDAZIONE

La sporgenza  $S_p$  della platea oltre il muro di fondazione è pari a:

$$S_p = 4.00 \text{ m}$$

La verifica viene effettuata considerando il momento esercitato dall'azione N del palo anteriore più sollecitato rispetto al muro frontale:

$$N = 241.11 \text{ t}$$

Tale forza ha una eccentricità rispetto al filo anteriore del muro frontale pari a:

$$e = 3.00 \text{ m}$$

Operando poi una diffusione all'interno della platea a  $45^\circ$  dello sforzo normale N si ottiene una larghezza collaborante pari a:

$$b_{\text{collab.}} = 3.45 \text{ m}$$

Il momento flettente di verifica  $M_{\text{ver}}$  si ottiene sottraendo al momento dato dall'azione N del palo anteriore più sollecitato il momento dato dal peso proprio della striscia di larghezza unitaria di platea davanti al muro di fondazione, con  $H_p$  spessore della platea:

$$M_{\text{ver}} = N \cdot e / b_{\text{collab.}} - \gamma_{\text{cls}} \cdot H_p \cdot S_p^2 / 2 = 173.66 \text{ t} \cdot \text{m} / \text{m}$$

Segue la verifica a flessione semplice della sezione

Dati di calcolo	$M_{\text{ver}}$ (t*m/m)	$H_p$ (cm)	$c^{\text{tesa}}$ (cm)	$c^{\text{compr}}$ (cm)	Coeff. omogen	$A_f^{\text{tesa}}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_f^{\text{compr}}$ (cm <sup>2</sup> /m)
	173.66	180	5	5	15	53.09	26.55

Risultati	$y_n$ (cm)	$\sigma_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{c,amm}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{at}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{ac}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{a,amm}$ (kg/cm <sup>2</sup> )
	42.549	43.2	97.5	2,017.7	-572.0	2,600.0

Legenda dati di calcolo:

$M_{\text{ver}}$  = momento flettente max.

$H_p$  = altezza totale della sezione di verifica

$c^{\text{tesa}}$  = copriferro arm. tesa (al baricentro ferro)

$c^{\text{compr}}$  = copriferro arm. compressa (al baricentro ferro)

$A_f^{\text{tesa}}$  = area armatura tesa

$A_f^{\text{compr}}$  = area armatura compressa

### Legenda risultati:

$y_n$  = distanza asse neutro dal lembo compresso

$\sigma_c$  = tensione massima nel calcestruzzo

$\sigma_{c,amm}$  = tensione ammissibile nel calcestruzzo       $R_{ck} = 300 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_{at}$  = tensione nell'armatura tesa

$\sigma_{ac}$  = tensione nell'armatura compressa

$\sigma_{a,amm}$  = tensione ammissibile nell'armatura

Per la verifica al taglio, considerando la vicinanza con la sezione d'incastro il carico tagliante si ottiene attraverso una riduzione pari al rapporto fra distanza e altezza utile della sezione (vedi art. 5.1.2.1.6.3 D.M. 14/09/05)

$$T = N^{rid} / b_{collab.} \cdot \gamma_{cls} \cdot H_p \cdot S_p = 41.90 \text{ t/m}$$

da cui:

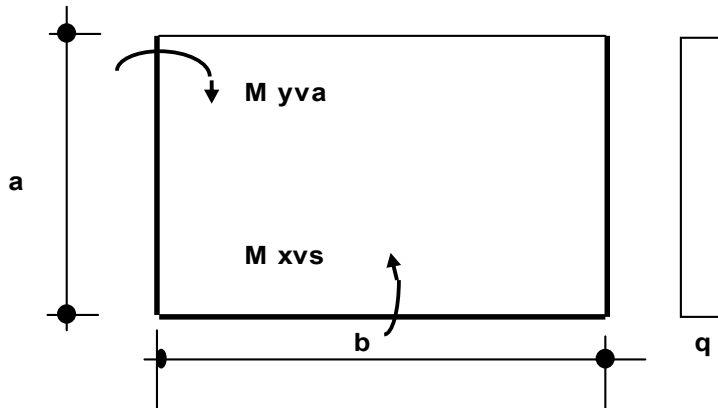
$$\tau_{cls} = T/A = 2.7 \text{ kg/cm}^2$$

Tale valore va confrontato con i valori  $\tau_{c0}$  e  $\tau_{c1}$  di normativa, che per un calcestruzzo di fondazione è pari a:

$$\begin{aligned} R_{ck} \text{ fondazione} &= 300 \text{ kg/cm}^2 \\ \tau_{c0} &= 6 \text{ kg/cm}^2 \\ \tau_{c1} &= 18.2857 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

### ### VERIFICA DELLA PLATEA DIETRO IL MURO DI FONDAZIONE

Lo schema di calcolo è quello di piastra incastrata su tre lati e caricata dal contributo di carico  $q$  dato dalla differenza tra terreno portato, peso proprio e reazione dei pali. Si analizza sia la condizione di esercizio che quella sismica, adottando le tabelle contenute nel Bares.



con

$$a = 6.50 \text{ m} \quad b = 11.35 \text{ m}$$

Pali con effetto flettente rispetto alla platea di fondazione: 12-18

Area d'influenza:  $a' = 6.5 \text{ m}$   $b' = 11.35 \text{ m}$

Per il terreno portato si ha :

$$q_{\text{terreno}} = \gamma_t * (H_m + H_{\text{par}}) = 17.08 \text{ t/m}^2$$

Per il sovraccarico  $q_s$  sul terreno risulta:

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

Per il carico  $q_{\text{platea}}$  della platea risulta infine, con  $H_p$  spessore della platea:

$$q_{\text{platea}} = \gamma_{\text{cls}} * H_p = 4.50 \text{ t/m}^2$$

### ### Condizione di esercizio

Si considerano le verifiche sia con il massimo che con il minimo carico verticale sui pali:

a) - Max. carico verticale sui pali

Per la reazione dei pali si ha:

$$\begin{aligned}\sum N_{\text{pali}} &= -1753.9 \text{ t} \\ q_{\text{pali}} &= \sum N_{\text{pali}} / (a' * b') = -23.77 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

da cui si ottiene il carico risultante:

$$q_1 = q_{\text{terreno}} + q_s + q_{\text{platea}} - q_{\text{pali}} = -0.19 \text{ t/m}^2$$

b) - Min. carico verticale sui pali

Per la reazione dei pali si ha:

$$\begin{aligned}\sum N_{\text{pali}} &= -1673.3 \text{ t} \\ q_{\text{pali}} &= \sum N_{\text{pali}} / (a' * b') = -22.68 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

da cui si ottiene il carico risultante:

$$q_2 = q_{\text{terreno}} + q_s + q_{\text{platea}} - q_{\text{pali}} = 0.90 \text{ t/m}^2$$

### ### Condizione sismica

Per la condizione sismica interessa il solo sisma longitudinale, ovvero le combinazioni di carico 8 (che comprende il sisma verticale con incremento dei pesi) e 9 (che comprende il sisma verticale con decremento dei pesi)

a) - Combinazione di carico 8 (incremento pesi)

Per la reazione dei pali si ha:

$$\begin{aligned}\sum N_{\text{pali}} &= -1845.8 \text{ t} \\ q_{\text{pali}} &= \sum N_{\text{pali}} / (a' * b') = -25.02 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

tale reazione va sommata al carico del terreno e della platea moltiplicati per il fattore  $(1+K_v)$ , che consente di tenere conto del sisma verticale positivo, con incremento dei pesi.

Il carico risultante è dunque:

$$q_3 = (q_{\text{terreno}} + q_{\text{platea}}) * (1 + K_v) - q_{\text{pali}} = -2.40 \text{ t/m}^2$$

b) - Combinazione di carico 9 (decremento pesi)

Per la reazione dei pali si ha:

$$\begin{aligned}\Sigma N_{\text{pali}} &= -1663.7 \text{ t} \\ q_{\text{pali}} &= \Sigma N_{\text{pali}} / (a' * b') = -22.55 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

tale reazione va sommata al carico del terreno e della platea moltiplicati per il fattore  $(1-K_v)$ , che consente di tenere conto del sisma verticale negativo, con decremento dei pesi.

Il carico risultante è dunque:

$$q_4 = (q_{\text{terreno}} + q_{\text{platea}}) * (1 - K_v) - q_{\text{pali}} = -0.97 \text{ t/m}^2$$

La verifica a flessione della platea va fatta sia nei riguardi del carico risultante massimo,  $q_{\text{max}}$ , sia del carico risultante minimo,  $q_{\text{min}}$

$$q_{\text{max}} = 0.90 \text{ t/m}^2$$

$$q_{\text{min}} = -2.40 \text{ t/m}^2$$

Come coefficiente dimensionale per la tabella 1.35 del Bares risulta:

$$\gamma = a/b = 0.5727$$

**Per il carico  $q=q_{\text{max}}$  si ha**

(momento negativo se tende le fibre superiori)

$M_{yva}$	= M trasv. di bordo all'incastro muri di risvolto	-8.98	t*m/m
$M_{xvs}$	= M longitudinale all'incastro muro frontale	-6.17	t*m/m
$M_{yas}$	= M trasv. di bordo a centro lastra	3.66	t*m/m
$M_{xs}$	= M longitudinale a centro lastra	0.67	t*m/m

Segue il calcolo dell'armatura di verifica:

coeff. omogeneizzazione = 15

Dati di calcolo	Arm. di verifica	sez.	$M_{ver}$ (t*m/m)	$H_p$ (cm)	$C^{tesa}$ (cm)	$C^{compr}$ (cm)	$A_f^{tesa}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_f^{compr}$ (cm <sup>2</sup> /m)
	Arm. trasversale	incastro	-8.98	180	7.5	7.5	26.55	26.55
	Arm. longitud.	incastro	-6.17	180	5	5	26.55	26.55
	Arm. trasversale	centro	3.66	180	7.5	7.5	26.55	26.55
	Arm. longitud.	centro	0.67	180	5	5	26.55	26.55

Risultati	Arm. di verifica	sez.	$y_n$ (cm)	$\sigma_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{c,amm}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{at}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{ac}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{a,amm}$ (kg/cm <sup>2</sup> )
	Arm. trasversale	incastro	23.086	4.2	97.5	205.3	-21.4	2,600
	Arm. longitud.	incastro	23.086	2.8	97.5	138.6	-16.5	2,600
	Arm. trasversale	centro	23.086	1.7	97.5	83.6	-8.7	2,600
	Arm. longitud.	centro	23.086	0.3	97.5	15.0	-1.8	2,600

Per il carico  $q=q_{min}$  si ha

(momento negativo se tende le fibre superiori)

$M_{yva}$ =	M trasv. di bordo all'incastro muri di risvolto	23.93	t*m/m
$M_{xvs}$ =	M longitudinale all'incastro muro frontale	16.44	t*m/m
$M_{yas}$ =	M trasv. di bordo a centro lastra	-9.75	t*m/m
$M_{xs}$ =	M longitudinale a centro lastra	-1.78	t*m/m

Segue il calcolo dell'armatura di verifica:

coeff. omogeneizzazione = 15

Dati di calcolo	Arm. di verifica	sez.	$M_{ver}$ (t*m/m)	$H_p$ (cm)	$C^{tesa}$ (cm)	$C^{compr}$ (cm)	$A_f^{tesa}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_f^{compr}$ (cm <sup>2</sup> /m)
	Arm. trasversale	incastro	23.93	180	7.5	7.5	26.55	26.55
	Arm. longitud.	incastro	16.44	180	5	5	26.55	26.55
	Arm. trasversale	centro	-9.75	180	7.5	7.5	26.55	26.55
	Arm. longitud.	centro	-1.78	180	5	5	26.55	26.55

Risultati	Arm. di verifica	sez.	$y_n$ (cm)	$\sigma_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{c,amm}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{at}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{ac}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{a,amm}$ (kg/cm <sup>2</sup> )
	Arm. trasversale	incastro	23.086	11.3	97.5	546.9	-57.1	2,600
	Arm. longitud.	incastro	23.086	7.5	97.5	369.4	-44.0	2,600
	Arm. trasversale	centro	23.086	4.6	97.5	222.8	-23.2	2,600
	Arm. longitud.	centro	23.086	0.8	97.5	40.0	-4.8	2,600



Legenda dati di calcolo:

$M_{ver}$  = momento flettente max.

$H_p$  = altezza totale della sezione di verifica

$c^{tesa}$  = copriferro arm. tesa (al baricentro ferro)

$c^{compr}$  = copriferro arm. compressa (al baricentro ferro)

$A_f^{tesa}$  = area armatura tesa

$A_f^{compr}$  = area armatura compressa

Legenda risultati:

$y_n$  = distanza asse neutro dal lembo compresso

$\sigma_c$  = tensione massima nel calcestruzzo

$\sigma_{c,amm}$  = tensione ammissibile nel calcestruzzo       $R_{ck} = 300 \text{ kg/cm}^2$

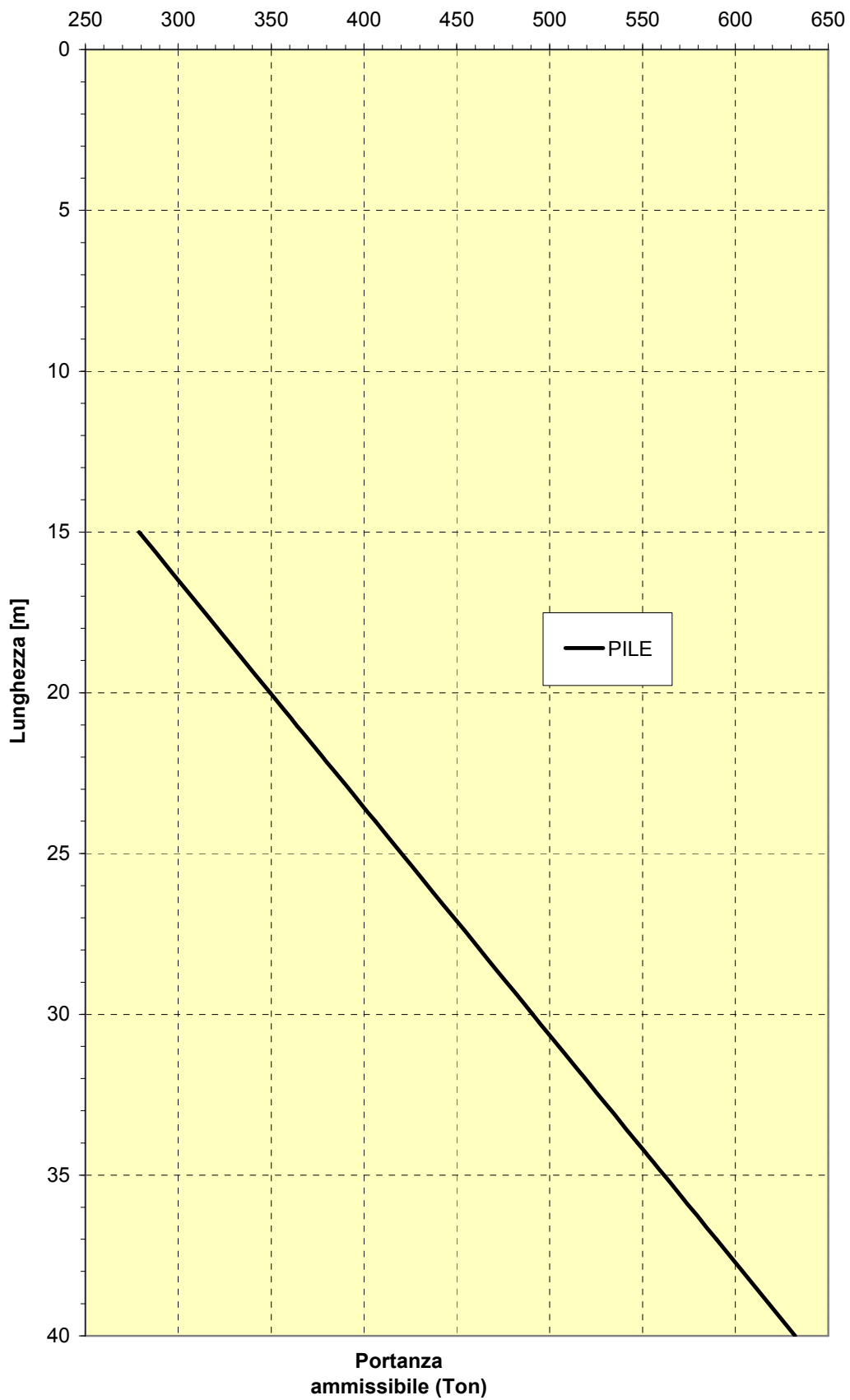
$\sigma_{at}$  = tensione nell'armatura tesa

$\sigma_{ac}$  = tensione nell'armatura compressa

$\sigma_{a,amm}$  = tensione ammissibile nell'armatura

## DIAGRAMMI DI PORTANZA DEI PALI

**DIAGRAMMA DI PORTANZA  
PALO SINGOLO DN1500  
VIADOTTO VI03 - MUMIA - FONDAZIONI PILE**



**DIAGRAMMA DI PORTANZA**  
**PALO SINGOLO DN1200**  
**VIADOTTO VI03 - MUMIA - FONDAZIONI SPALLE**

