



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 FAVARELLA RELAZIONE PRELIMINARE DI CALCOLO

CODICE PROGETTO		NOME FILE	REVISIONE	FOGLIO	SCALA:
L0407B D 0501		P01V102STRRE01A.pdf			
CODICE ELAB.		P01V102STRRE01	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

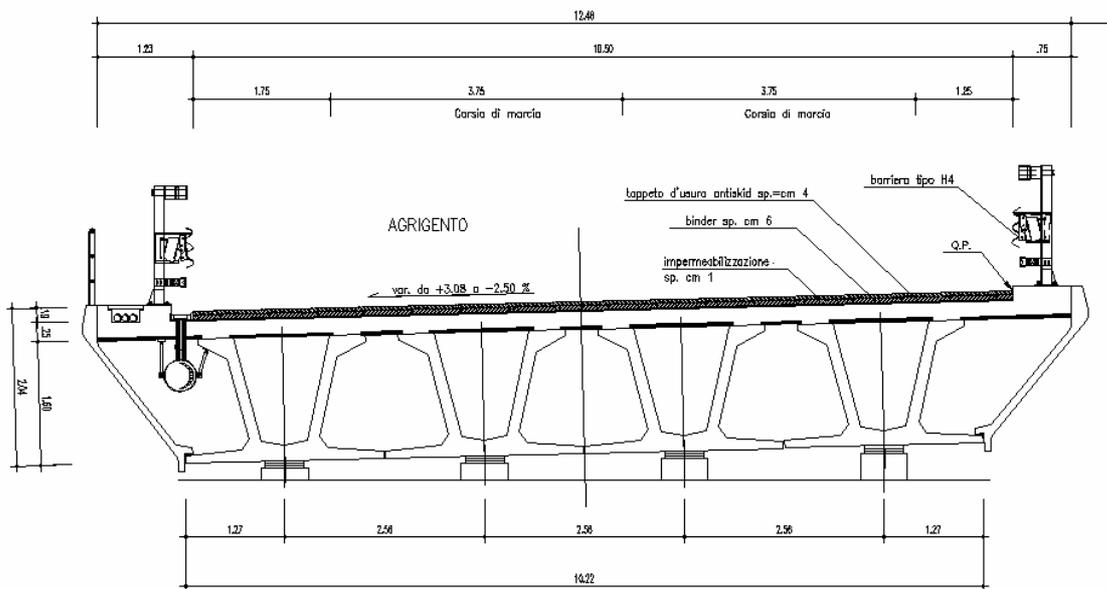
INTRODUZIONE	2
1. PREMESSA.....	3
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	5
3. MATERIALI.....	7
4. DURABILITA' DEI CALCESTRUZZI.....	8
4.1 Generalità	8
4.2 Attribuzione delle classi d'esposizione.....	8
4.3 Composizione e proprietà dei calcestruzzi	9
5. CRITERI DI ANALISI DELLA SICUREZZA	10
6. LIVELLI DI SICUREZZA E COMBINAZIONI DEI CARICHI.....	10
7. SCHEMATIZZAZIONE DELLE AZIONI	12
8. CARICHI SUGLI IMPALCATI	12
9. MODELLAZIONE DELLE AZIONI	15
10. MODELLAZIONE DEI MATERIALI.....	16
11. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI.....	16
12. MECCANISMI DI RESISTENZA ALLE AZIONI LONGITUDINALI ORIZZONTALI	16
13. CODICI DI CALCOLO	17
13.1 Caratteristiche dell'elaborazione.....	17
13.2 Giudizio finale sulla accettabilità dei calcoli	17
CALCOLO PILA 1 carr Dx	18
VERIFICA SEZIONE DI SPICCATO PILA.....	55
CALCOLO SPALLA 1carr Dx (mobile)	57
CALCOLO SPALLA 2 carr Dx (fissa).....	107
DIAGRAMMI DI PORTANZA DEI PALI	160

INTRODUZIONE

1. PREMESSA

Il presente calcolo riguarda le pile e le spalle in calcestruzzo armato normale che costituiscono il viadotto Favarella sulla S.S. 640 di Porto Empedocle. L'impalcato è trattato in una relazione a parte comune a tutti i viadotti in c.a.p. della S.S. 640.

L'impalcato tipo del viadotto in oggetto ha luce di calcolo di 29.00 m ed è realizzato con 4 travi prefabbricate a cassoncino con sezione a "Ω" rovescio, precomprese a fili aderenti, di altezza 1,60 m, con sovrastante soletta di collegamento in cemento armato ordinario gettato in opera, per una larghezza totale di 12.48 m, mentre la carreggiata misura 10,50 m. Il getto integrativo della soletta sarà eseguito su coppelle prefabbricate per uno spessore complessivo minimo di 25 cm. L'impalcato è completato da traversi di testata, in asse appoggi, di 40 cm di spessore.



Le travi prefabbricate sono predisposte con un'armatura atta a resistere allo scorrimento trave-soletta al fine di costituire, a getto della soletta dell'impalcato avvenuto, una sezione reagente comprendente anche la soletta stessa.

Le travi sono semplicemente appoggiate alle estremità, in corrispondenza delle spalle e delle pile intermedie; gli impalcato vengono resi solidali tra loro mediante soletta di continuità, la quale consente di trasferire i soli sforzi orizzontali longitudinali e garantisce una sconnessione per le azioni di tipo flessionale.

Secondo questo schema, quindi, si realizza una catena cinematica (collegamento a cerniera degli impalcati). L'assenza di giunti di dilatazione tra i vari impalcati offre vantaggi sia da un punto di vista del confort dell'utente (con riduzione delle discontinuità del piano viabile) sia dal punto di vista manutentivo (in relazione al degrado dei giunti tradizionali per effetto dei carichi viaggianti e degli agenti atmosferici).

Gli sforzi saranno direttamente trasmessi ai punti di vincolo cosiddetti "fissi".

Le pile hanno fusto a sezione circolare di diametro 3 m, con sovrastante pulvino a sbalzo trapezoidale. Le fondazioni sono su pali trivellati di diametro 1200 mm.

Sono previsti appoggi in acciaio-teflon, fissi, multidirezionali e unidirezionali, disposti in modo tale da trasmettere le sollecitazioni longitudinali alla sola spalla fissa e da suddividere uniformemente sulle pile e sulle spalle le sollecitazioni trasversali.

I viadotti in oggetto sono ubicati in zona sismica di 4^a categoria.

Nel caso in esame verranno esaminate la pila 1 carreggiata dx e le spalle 1 carreggiata dx (mobile) e 2 carreggiata dx (fissa).

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”.ù
- 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	Rck =	150	Kg/cm ²
Calcestruzzo per pali	Rck =	300	Kg/cm ²
Tensioni ammissibili:	$\sigma_c =$	97,5	Kg/cm ²
	$\tau_{C0} =$	6,00	Kg/cm ²
	$\tau_{C1} =$	18,29	Kg/cm ²
Modulo di elasticità CLS	$E_c =$	311.769	Kg/cm ²
Calcestruzzo per strutture di fondazione	Rck =	300	Kg/cm ²
Tensioni ammissibili:	$\sigma_c =$	97,5	Kg/cm ²
	$\tau_{C0} =$	6,00	Kg/cm ²
	$\tau_{C1} =$	18,29	Kg/cm ²
Modulo di elasticità CLS	$E_c =$	311.769	Kg/cm ²
Calcestruzzo per strutture in elevazione	Rck =	350	Kg/cm ²
Tensioni ammissibili:	$\sigma_c =$	110	Kg/cm ²
	$\tau_{C0} =$	6,67	Kg/cm ²
	$\tau_{C1} =$	19,71	Kg/cm ²
Modulo di elasticità CLS	$E_c =$	336.749	Kg/cm ²
Peso per unità di volume CLS	γ_{cls}	2,50	t/m ³
Acciaio da cemento armato normale: Barre ad aderenza migliorata, acciaio tipo Fe B 44K			
Diametro minimo	$\phi_{min} =$	12	mm
Diametro massimo	$\phi_{max} =$	26	mm
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	4.400	Kg/cm ²
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} =$	5.500	Kg/cm ²
Tensione ammissibile	$\sigma_{max} =$	2.600	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 ³)	(-)	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 α le sollecitazioni dovute al sisma convenzionale e con α_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	ϵ_1	ϵ_2	ϵ_3	ϵ_4	ϵ_5	q_1	q_2	q_3	q_4	q_5	q_6	q_7	q_8	q_9
<i>S.L. esercizio</i>	A I	1	1	1 (β_1)	1	1	1	1	1	0	0	0	0	1	0	1	0	1
	A II	1	1	1 (β_1)	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0.6	0	1	1	1
	A III	1	1	1 (β_1)	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0.2	0	1	1	1
	A IV	1	1	1 (β_1)	1	1	1	1	1	1	1	0	1	0.2	0	1	1	1
	A V	1	1	1 (β_1)	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	1	0	0	0
	F I	1	1	1 (β_1)	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0.4	0	0	0	0
	F II	1	1	1 (β_1)	1	1	1	1	1	ϕ_1	ϕ_1	0	0	0	0	0	0	0
	F III	1	1	1 (β_1)	1	1	1	1	1	ϕ_2	ϕ_1	0	0	0	0	0	0	0
<i>S.L. ultimi</i>	U I	1.5 (1.0)		1.5 (β_2)	1.2 (0.85)	1.2 (0)				0	0	0	0	1.5	0	1.5	1.5	
	U II	1.5 (1.0)		1.5 (β_2)	1.2 (0.85)	1.2 (0)				1.5	1.5	0	0	0.9	0	1.5	1.5	
	U III	1.5 (1.0)		1.5 (β_2)	1.2 (0.85)	1.2 (0)				1.5	1.5	1.5	0	0.3	0	1.5	1.5	
	U IV	1.5 (1.0)		1.5 (β_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.)

ε_1 : distorsioni e presollecitazioni di progetto

ε_2 : ritiro

ε_3 : variazioni termiche

ε_4 : viscosità

ε_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

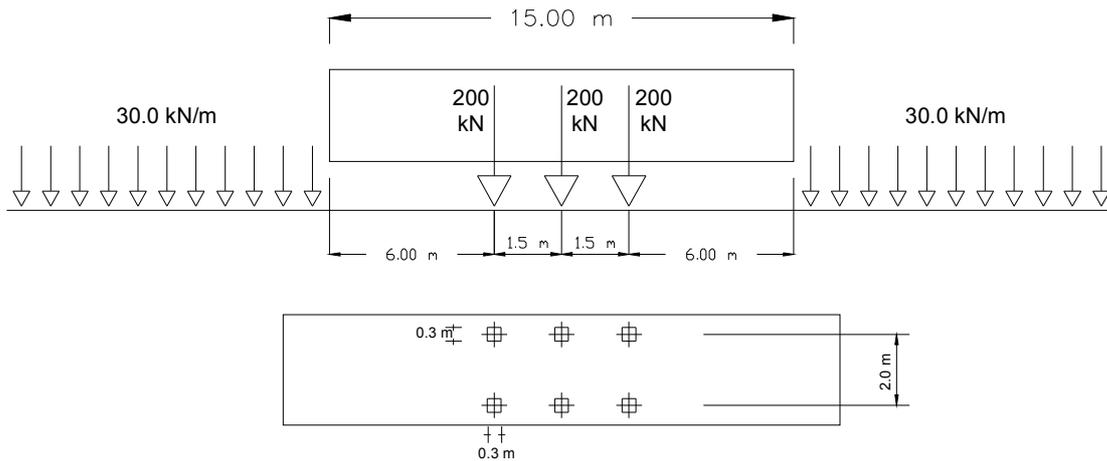
Il calcolo delle azioni agenti sulle varie sottostrutture costituenti le opere di cui si tratta, è stato svolto secondo le prescrizioni impartite dalla normativa vigente in materia e già citata nella parte introduttiva della relazione. Sono stati considerati quindi i carichi permanenti determinati dal 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 (q₂)

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, essendo la luce di calcolo pari a 29.00 m, si ha:

- f..... 1,2733

Azione longitudinale di frenamento (q₃)

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_{1a} 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_{tot} è la lunghezza totale degli impalcato del viadotto.

Azione centrifuga (q4)

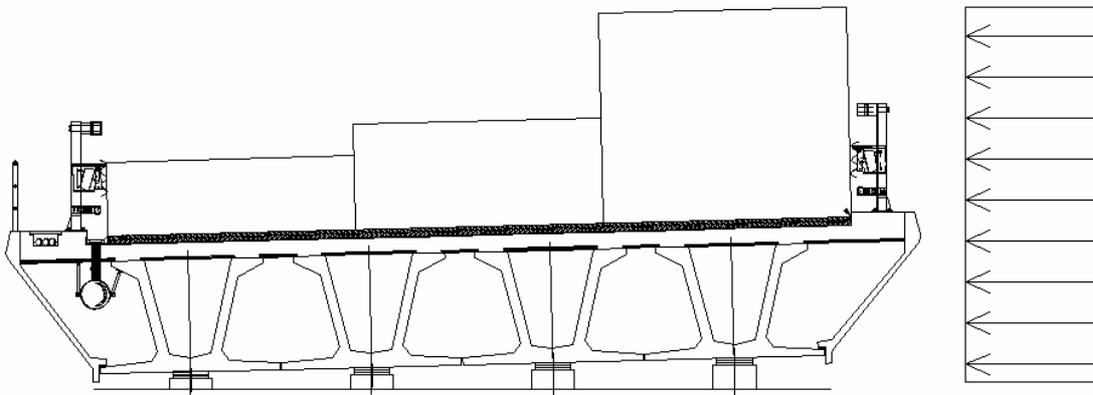
L'azione centrifuga in funzione del raggio R (in metri) si valuta convenzionalmente per ogni colonna di carico pari a:

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

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/m², 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 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 forze 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 appoggiata-appoggiata con luci pari agli interassi degli appoggi. L'analisi strutturale è effettuata sull'impalcato di una singola campata 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 LONGITUDINALI ORIZZONTALI

Secondo quanto descritto nei paragrafi precedenti, le azioni longitudinali orizzontali, giacenti quindi nel piano dell'impalcato, sono trasferite, attraverso la soletta di solidarizzazione delle travi, alla spalla fissa del viadotto: le solette sono infatti collegate tra di loro.

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 1 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}	7,00	m
Dimensione trasversale L_{trasv}	9,10	m
Profondità intradosso zattera dal p.c.	4,44	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}	0,31	m
Pulvino $h_{pulvino}$	1,20	m
Fusto pila h_{pila}	9,50	m

Sezioni trasversali

Baggiolo A_{bagg}	0,36	m^2
n° baggioli	8	
Valore medio sull'altezza pulvino $A_{m,pl}$	32,41	m^2
Fusto pila A_{pila}	7,07	m^2

Baricentri

Altezza baric. pulvino da spiccatto pulvino	0,54	m
Altezza baric. fusto pila da spiccatto fusto pila	4,75	m

Momenti d'inerzia

Momento d'inerzia della sezione trasv. pila lungo asse long.	3,98	m^4
--------------------------------------------------------------	------	-------

Prospetti longitudinali

Larghezza media pulvino $L_{long,pulv}$	10,13	m
Altezza baric. prospetto pulvino da spiccatto pulvino	0,60	m
Larghezza fusto pila $L_{long,pila}$	3,00	m
Altezza fusto pila dal p.c.	7,56	m
Altezza baric. prospetto fusto pila dal p.c.	3,78	m

IMPALCATO

Altezze

Impalcato h_{impalc} 2,06 m

Distanze longitudinali

Si assume convenzionalmente che l'impalcato più lungo sia quello di destra

Campata dx

Interasse appoggi $l_{a,dx}$ 29,00 m
Eccentricità asse appoggi $e_{a,dx}$ 1,00 m
Interasse pile $l_{p,dx}$ 31,00 m

Campata sx

Interasse appoggi $l_{a,sx}$ 29,00 m
Eccentricità asse appoggi $e_{a,sx}$ 1,00 m
Interasse pile $l_{p,sx}$ 31,00 m

Distanze trasversali

Larghezza carreggiata 10,50 m
Larghezza cordolo dx 1,23 m
Larghezza cordolo sx 0,75 m
Larghezza piattaforma 12,48 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 IN CONDIZIONI NORMALI

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 di destra, come risulta dai calcoli svolti nella specifica relazione, risulta essere pari a circa:

$$N_{\text{imp,dx}} = 721,2 \quad \text{t}$$

Il peso proprio dell'impalcato gravante sull'appoggio destro della pila risulta pari a metà del peso dell'impalcato di destra

$$N_{app,dx} = 360,6 \quad t$$

Tale peso genera rispetto al baricentro del pulvino, quota estradosso, un momento longitudinale $M_{l,dx}$ dovuto all'eccentricità e_{dx} asse appoggi:

$$\begin{aligned} e_{dx} &= 1,00 \quad m \\ M_{l,dx} &= -360,6 \quad t \cdot m \end{aligned}$$

Il peso proprio dell'impalcato di sinistra risulta invece essere pari a circa:

$$N_{imp,sx} = 721,2 \quad t$$

Il peso proprio dell'impalcato gravante sull'appoggio sinistro della pila risulta pari a metà del peso dell'impalcato di sinistra

$$N_{app,sx} = 360,6 \quad t$$

Tale peso genera rispetto al baricentro del pulvino, quota estradosso, un momento longitudinale $M_{l,sx}$ dovuto all'eccentricità e_{sx} asse appoggi:

$$\begin{aligned} e_{sx} &= -1,00 \quad m \\ M_{l,sx} &= 360,6 \quad t \cdot m \end{aligned}$$

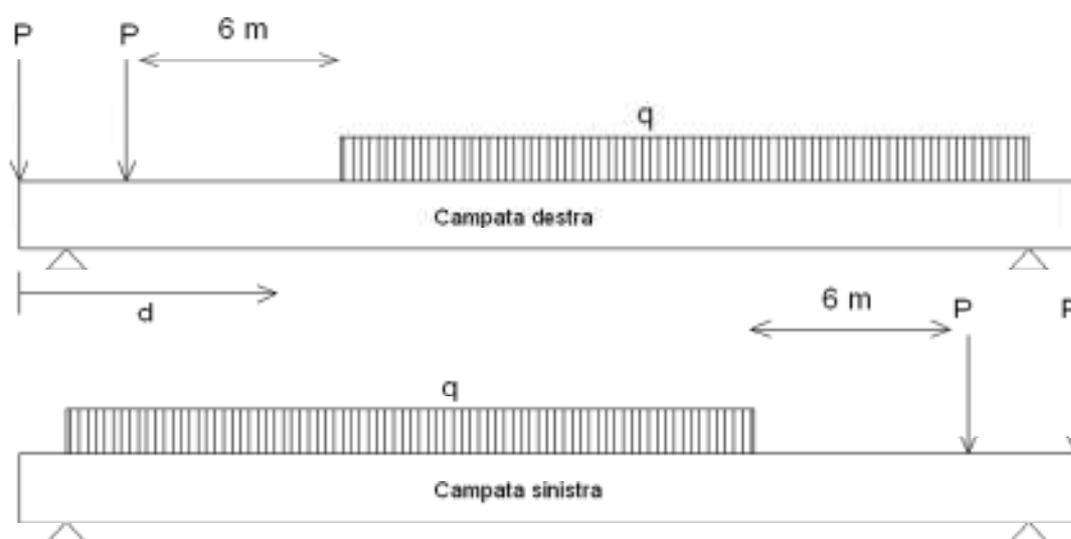
CARICHI ACCIDENTALI

Si analizza per prima cosa la disposizione longitudinale dei carichi accidentali, poi la disposizione trasversale

Disposizione longitudinale dei carichi accidentali

Si analizzano due differenti condizioni di carico: nella prima (carico centrato) si considera il carico $q_{1,a}$ (automezzo a 3 assi da 20 t) centrato rispetto all'asse della pila e il carico distribuito su entrambe la campate di destra e sinistra; nella seconda (carico asimmetrico) il carico $q_{1,a}$ è posizionato al bordo della campata di dx (la più lunga) e il carico $q_{1,b}$ è presente solo sulla campata di dx.

Carico centrato



Carichi concentrati q1,a

Si indica con P il carico concentrato (dovuto a un asse dell'automezzo) e con d la sua distanza dal bordo dell'impalcato di destra.

Per quanto riguarda l'impalcato di destra, indicando con $T_{app,dx}$ il carico gravante sull'appoggio di destra della pila derivante dai carichi P , e ricordando che l'asse sul bordo impalcato carica per metà l'appoggio sx e per metà l'appoggio dx , risulta:

P (t)	d (m)	$T_{app,dx}$ (t)
20	1,50	19,66
20	0,00	10,34
<i>Tot</i>		30,00

Per l'impalcato di sinistra, indicando con $T_{app,sx}$ il carico gravante sull'appoggio di sinistra della pila, si ha

P (t)	d (m)	$T_{app,sx}$ (t)
20	-1,50	19,66
20	0,00	10,34
<i>Tot</i>		30,00

Carico distribuito uniforme q1,b

Si indica con q il carico distribuito e con d_i e d_f rispettivamente le distanze di inizio e fine dal bordo impalcato del carico distribuito.

Per quanto riguarda l'impalcato di destra, indicando con $T_{app,dx}$ il carico gravante sull'appoggio di destra della pila derivante dal carico risultante P_{tot} , calcolato trascurando al fine di massimizzare il carico la parte di carico distribuito gravante oltre l'asse dell'appoggio

impalcato, risulta

q (t/m)	d_i (m)	d_f (m)	P_{tot} (t)	T_{app,dx} (t)
3,00	7,50	30,00	67,50	26,19

Per l'impalcato di sinistra, indicando con $T_{app,sx}$ il carico gravante sull'appoggio di sinistra della pila, si ha

q (t/m)	d_i (m)	d_f (m)	P_{tot} (t)	T_{app,sx} (t)
3,00	-7,50	-30,00	67,50	26,19

In totale si ottiene per il carico gravante sull'appoggio di destra, dovuto alla somma del carico concentrato $q_{1,a}$ e distribuito $q_{1,b}$, ovvero il carico dovuto agli automezzi $T_{app_automezzi,dx}$

$$T_{app_automezzi,dx} = 56,19 \quad t$$

Per l'appoggio di sinistra si ottiene invece

$$T_{app_automezzi,sx} = 56,19 \quad t$$

Carico distribuito q_f dovuto alla folla sul marciapiede

Si ha infine il carico distribuito q_f dovuto alla folla sui marciapiede dell'impalcato.

Si assume:

Larghezza marciapiede sx	0,75	m
Larghezza marciapiede dx	1,23	m
Carico folla a m^2	0,00	t/m^2
Carico folla marciapiede sx a m $q_{f,sx}$	0,00	t/m
Carico folla marciapiede dx a m $q_{f,dx}$	0,00	t/m

Il contributo offerto da una colonna di folla sui marciapiede per l'appoggio di destra della pila dovuto alla folla sul marciapiede sx $T_{app_folla,sx,dx}$ e sul marciapiede dx $T_{app_folla,dx,dx}$ è pari a:

q_{f,sx} (t/m)	q_{f,dx} (t/m)	d_i (m)	d_f (m)	P_{f,sx,dx} (t)	P_{f,dx,dx} (t)	T_{app_folla,sx,dx} (t)	T_{app_folla,dx,dx} (t)
0,00	0,00	0,00	30,00	0,00	0,00	0,000	0,000

Per l'appoggio di sinistra si ottiene invece per il marciapiede sx $T_{app_folla,sx,sx}$ e dx

$T_{app_folla,dx,sx}$:

$q_{f,sx}$ (t/m)	$q_{f,dx}$ (t/m)	d_i (m)	d_f (m)	$P_{f,sx,sx}$ (t)	$P_{f,dx,sx}$ (t)	$T_{app_folla,sx,sx}$ (t)	$T_{app_folla,dx,sx}$ (t)
0,00	0,00	0,00	-30,00	0,00	0,00	0,000	0,000

Riassumendo dunque

$$\begin{aligned}
 T_{app_folla,sx,dx} &= 0,00 \quad t && \text{Per la campata di destra} \\
 T_{app_folla,dx,dx} &= 0,00 \quad t \\
 T_{app_folla,sx,sx} &= 0,00 \quad t && \text{Per la campata di sinistra} \\
 T_{app_folla,dx,sx} &= 0,00 \quad t
 \end{aligned}$$

Si esamina ora il coefficiente dinamico da applicare sugli impalcati in esame. Ricordando l'espressione contenuta nel D.M 4/5/90 si avrà :

$$\phi = 1,40 - ((l_a - 10)/150)$$

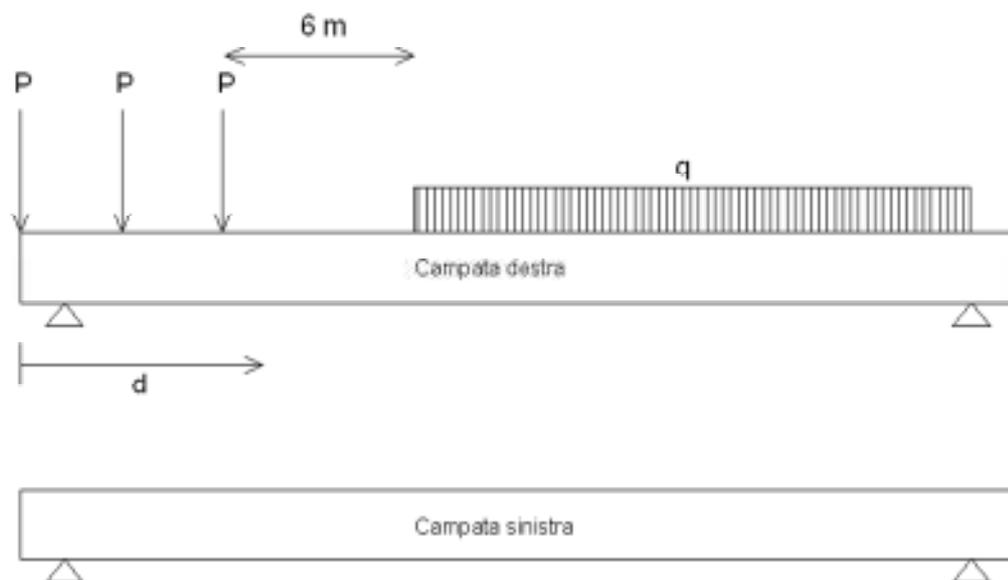
con la interasse tra gli appoggi campata.
Per la campata di destra e di sinistra si ottiene

$$\begin{aligned}
 \phi_{dx} &= 1,27 \\
 \phi_{sx} &= 1,27
 \end{aligned}$$

Applicando allora il coefficiente dinamico ai carichi prima calcolati si ha

$$\begin{aligned}
 Q_{automezzi,dx} &= T_{app_automezzi,dx} * \phi_{dx} = 71,54 \quad t \\
 Q_{automezzi,sx} &= T_{app_automezzi,sx} * \phi_{sx} = 71,54 \quad t \\
 Q_{folla,sx,dx} &= T_{app_folla,sx,dx} * \phi_{dx} = 0,00 \quad t \\
 Q_{folla,dx,dx} &= T_{app_folla,dx,dx} * \phi_{dx} = 0,00 \quad t \\
 Q_{folla,sx,sx} &= T_{app_folla,sx,sx} * \phi_{sx} = 0,00 \quad t \\
 Q_{folla,dx,sx} &= T_{app_folla,dx,sx} * \phi_{sx} = 0,00 \quad t
 \end{aligned}$$

Carico asimmetrico



Carichi concentrati q1,a

Si indica con P il carico concentrato (dovuto a un asse dell'automezzo) e con d la sua distanza dal bordo dell'impalcato di destra.

Per quanto riguarda l'impalcato di destra, indicando con $T_{app,dx}$ il carico gravante sull'appoggio di destra della pila derivante dai carichi P , risulta:

P (t)	d (m)	$T_{app,dx}$ (t)
20	3,00	18,62
20	1,50	19,66
20	0,00	20,69
<i>Tot</i>		58,97

mentre l'appoggio di sinistra della pila $T_{app,sx}$ risulta scarico:

$$T_{app,sx} = 0,00$$

Carico distribuito uniforme q1,b

Si indica con q il carico distribuito e con d_i e d_f rispettivamente le distanze di inizio e fine dal bordo impalcato del carico distribuito.

Per quanto riguarda l'impalcato di destra, indicando con $T_{app,dx}$ il carico gravante sull'appoggio di destra della pila derivante dal carico risultante P_{tot} , calcolato trascurando al fine di massimizzare il carico la parte di carico distribuito gravante oltre l'asse dell'appoggio impalcato, risulta

q (t/m)	d_i (m)	d_f (m)	P_{tot} (t)	T_{app,dx} (t)
3,00	9,00	30,00	63,00	22,81

mentre l'appoggio di sinistra della pila $T_{app,sx}$ risulta scarico:

$$T_{app,sx} = 0,00$$

In totale si ottiene per il carico gravante sull'appoggio di destra, dovuto alla somma del carico concentrato $q_{1,a}$ e distribuito $q_{1,b}$, ovvero il carico dovuto agli automezzi $T_{app_automezzi,dx}$

$$T_{app_automezzi,dx} = 81,78 \quad t$$

Per l'appoggio di sinistra si ottiene invece

$$T_{app_automezzi,sx} = 0,00 \quad t$$

Carico distribuito q_f dovuto alla folla sul marciapiede

Si ha infine il carico distribuito q_f dovuto alla folla sui marciapiede dell'impalcato.

Si assume:

Carico folla a m^2	0,00	t/m^2
Carico folla marciapiede sx a m $q_{f,sx}$	0,00	t/m
Carico folla marciapiede dx a m $q_{f,dx}$	0,00	t/m

Il contributo offerto da una colonna di folla sui marciapiede per l'appoggio di destra della pila dovuto alla folla sul marciapiede sx $T_{app_folla,sx,dx}$ e sul marciapiede dx $T_{app_folla,dx,dx}$ è pari a:

q_{f,sx} (t/m)	q_{f,dx} (t/m)	d_i (m)	d_f (m)	P_{f,sx,dx} (t)	P_{f,dx,dx} (t)	T_{app_folla,sx,dx} (t)	T_{app_folla,dx,dx} (t)
0,00	0,00	0,00	30,00	0,00	0,00	0,000	0,000

mentre l'appoggio di sinistra della pila risulta scarico:

$$T_{app_folla,sx,sx} = T_{app_folla,dx,sx} = 0,00$$

Riassumendo dunque

$$\begin{array}{ll}
 T_{app_folla,sx,dx} = 0,00 \quad t & \\
 T_{app_folla,dx,dx} = 0,00 \quad t & \text{Per la campata di destra}
 \end{array}$$

$$\begin{aligned} T_{app_folla,sx,sx} &= 0,00 \quad t \\ T_{app_folla,dx,sx} &= 0,00 \quad t \end{aligned} \quad \text{Per la campata di sinistra}$$

Ricordando quanto già ottenuto per il coefficiente dinamico:

$$\begin{aligned} \phi_{dx} &= 1,27 \\ \phi_{sx} &= 1,27 \end{aligned}$$

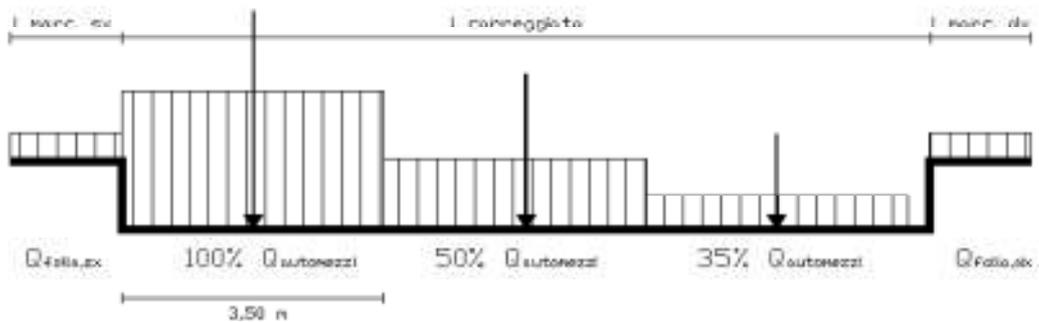
si ottiene per il carico asimmetrico

$$\begin{aligned} Q_{automezzi,dx} &= T_{app_automezzi,dx} * \phi_{dx} = 104,13 \quad t \\ Q_{automezzi,sx} &= T_{app_automezzi,sx} * \phi_{sx} = 0,00 \quad t \\ Q_{folla,sx,dx} &= T_{app_folla,sx,dx} * \phi_{dx} = 0,00 \quad t \\ Q_{folla,dx,dx} &= T_{app_folla,dx,dx} * \phi_{dx} = 0,00 \quad t \\ Q_{folla,sx,sx} &= T_{app_folla,sx,sx} * \phi_{sx} = 0,00 \quad t \\ Q_{folla,dx,sx} &= T_{app_folla,dx,sx} * \phi_{sx} = 0,00 \quad t \end{aligned}$$

Disposizione trasversale dei carichi accidentali

Classe strada	I	
Larghezza carreggiata	10,50	m
Larghezza marciapiede sx	0,75	m
Larghezza marciapiede dx	1,23	m

Come da D.M. 04/05/1990 si considera come disposizione trasversale dei carichi la seguente geometria:



Le eccentricità trasversali e_t delle differenti colonne di carico che interessano l'opera esaminata, rispetto all'asse del viadotto, saranno pari a:

n ° carico	Tipo carico	e_t (m)
1	$Q_{folla,sx}$	-5,865
2	100% $Q_{automezzi}$	-3,740
3	50% $Q_{automezzi}$	-0,240
4	35% $Q_{automezzi}$	3,260
5	$Q_{folla,dx}$	5,625

In relazione alle diverse percentuali di carico si avranno (tenendo conto del coeff. dinamico) per l'appoggio di destra della pila:

Carico centrato	$Q_{automezzi,dx}$ (t)		
	100%	50%	35%
	71,54	35,77	25,04

Carico asimmetrico	$Q_{automezzi,dx}$ (t)		
	100%	50%	35%
	104,13	52,06	36,44

mentre per l'appoggio di sinistra:

Carico centrato	$Q_{automezzi,sx}$ (t)		
	100%	50%	35%
	71,54	35,77	25,04

Carico asimmetrico	$Q_{automezzi,sx} (t)$		
	100%	50%	35%
	0,00	0,00	0,00

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. Longitudinale	Disp. trasversale	Colonne
DISPOSIZIONE 1	Carico centrato	Max carico verticale N	3
DISPOSIZIONE 2	Carico centrato	Max momento trasversale M_t	2
DISPOSIZIONE 3	Carico asimmetrico	Max carico verticale N	3
DISPOSIZIONE 4	Carico asimmetrico	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 con carico centrato

Appoggio di destra della pila

n° carico	Tipo carico	N (t)	e_l (m)	M_l (t*m)	e_t (m)	M_t (t*m)
1	$Q_{folla,sx,dx}$	0,00	1,00	0,00	-5,87	0,00
2	100% $Q_{automezzi,dx}$	71,54	1,00	-71,54	-3,74	267,57
3	50% $Q_{automezzi,dx}$	35,77	1,00	-35,77	-0,24	8,59
4	35% $Q_{automezzi,dx}$	25,04	1,00	-25,04	3,26	-81,63
5	$Q_{folla,dx,dx}$	0,00	1,00	0,00	5,63	0,00
		132,35		-132,35		194,52

Appoggio di sinistra della pila

n ° carico	Tipo carico	N (t)	e _l (m)	M _l (t*m)	e _t (m)	M _t (t*m)
1	Q _{folla,sx,sx}	0,00	-1,00	0,00	-5,87	0,00
2	100% Q _{automezzi,sx}	71,54	-1,00	71,54	-3,74	267,57
3	50% Q _{automezzi,sx}	35,77	-1,00	35,77	-0,24	8,59
4	35% Q _{automezzi,sx}	25,04	-1,00	25,04	3,26	-81,63
5	Q _{folla,dx,sx}	0,00	-1,00	0,00	5,63	0,00
		132,35		132,35		194,52

In totale per la disposizione 1 si ha:

N	264,71	t
M _l	0,00	t*m
M _t	389,05	t*m

DISP. 2 Max momento trasversale M_t con carico centrato

Appoggio di destra della pila

n ° carico	Tipo carico	N (t)	e _l (m)	M _l (t*m)	e _t (m)	M _t (t*m)
1	Q _{folla,sx,dx}	0,00	1,00	0,00	-5,87	0,00
2	100% Q _{automezzi,dx}	71,54	1,00	-71,54	-3,74	267,57
3	50% Q _{automezzi,dx}	35,77	1,00	-35,77	-0,24	8,59
		107,31		-107,31		276,15

Appoggio di sinistra della pila

n ° carico	Tipo carico	N (t)	e _l (m)	M _l (t*m)	e _t (m)	M _t (t*m)
1	Q _{folla,sx,sx}	0,00	-1,00	0,00	-5,87	0,00
2	100% Q _{automezzi,sx}	71,54	-1,00	71,54	-3,74	267,57
3	50% Q _{automezzi,sx}	35,77	-1,00	35,77	-0,24	8,59
		107,31		107,31		276,15

In totale per la disposizione 2 si ha:

N	214,63	t
M _l	0,00	t*m
M _t	552,31	t*m

DISP. 3 Max carico verticale N con carico asimmetrico

Appoggio di destra della pila

n ° carico	Tipo carico	N (t)	e _l (m)	M _l (t*m)	e _t (m)	M _t (t*m)
1	Q _{folla,sx,dx}	0,00	1,00	0,00	-5,87	0,00
2	100% Q _{automezzi,dx}	104,13	1,00	-104,13	-3,74	389,44
3	50% Q _{automezzi,dx}	52,06	1,00	-52,06	-0,24	12,50
4	35% Q _{automezzi,dx}	36,44	1,00	-36,44	3,26	-118,81
5	Q _{folla,dx,dx}	0,00	1,00	0,00	5,63	0,00
		192,64		-192,64		283,12

Appoggio di sinistra della pila

n ° carico	Tipo carico	N (t)	e _l (m)	M _l (t*m)	e _t (m)	M _t (t*m)
1	Q _{folla,sx,sx}	0,00	-1,00	0,00	-5,87	0,00
2	100% Q _{automezzi,sx}	0,00	-1,00	0,00	-3,74	0,00
3	50% Q _{automezzi,sx}	0,00	-1,00	0,00	-0,24	0,00
4	35% Q _{automezzi,sx}	0,00	-1,00	0,00	3,26	0,00
5	Q _{folla,dx,sx}	0,00	-1,00	0,00	5,63	0,00
		0,00		0,00		0,00

In totale per la disposizione 3 si ha:

N	192,64	t
M _l	-192,64	t*m
M _t	283,12	t*m

DISP. 4 Max momento trasversale M_t con carico asimmetrico

Appoggio di destra della pila

n ° carico	Tipo carico	N (t)	e _l (m)	M _l (t*m)	e _t (m)	M _t (t*m)
1	Q _{folla,sx,dx}	0,00	1,00	0,00	-5,87	0,00
2	100% Q _{automezzi,dx}	104,13	1,00	-104,13	-3,74	389,44
3	50% Q _{automezzi,dx}	52,06	1,00	-52,06	-0,24	12,50
		156,19		-156,19		401,93

Appoggio di sinistra della pila

n ° carico	Tipo carico	N (t)	e _l (m)	M _l (t*m)	e _t (m)	M _t (t*m)
1	Q _{folla,sx,sx}	0,00	-1,00	0,00	-5,87	0,00
2	100% Q _{automezzi,sx}	0,00	-1,00	0,00	-3,74	0,00
3	50% Q _{automezzi,sx}	0,00	-1,00	0,00	-0,24	0,00
		0,00		0,00		0,00

In totale per la disposizione 4 si ha:

N	156,19	t
M _l	-156,19	t*m
M _t	401,93	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 tre distinte situazioni di carico:

- 1) Vento trasversale con impalcato destro e sinistro scarichi
- 2) Vento trasversale con impalcato destro carico e sinistro scarico
- 3) Vento trasversale con impalcato destro e sinistro carichi

Indicando con :

h_{vento} Altezza superficie esposta al vento

$h_{\text{bar,vento}}$ Baricentro azione del vento rispetto a quota estradosso pulvino

si ottiene per la forza orizzontale H_t e per il momento trasversale M_t , indicando al solito con l la lunghezza della campata (interasse pile)

$$H_t = 0,50 * q_{\text{vento}} * l * h_{\text{vento}} \quad (\text{t})$$

$$M_t = H_t * h_{\text{bar,vento}} \quad (\text{t*m})$$

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

(1) Impalcati scarichi	l (m)	h_{vento} (m)	h_{bar,vento} (m)	H_t (t)	M_t (t*m)
Impalcato di destra	31,00	2,06	1,03	7,98	8,22
Impalcato di sinistra	31,00	2,06	1,03	7,98	8,22

(2) Impalcato destro carico e sinistro scarico	l (m)	h_{vento} (m)	h_{bar,vento} (m)	H_t (t)	M_t (t*m)	
Impalcato di destra	Kw=0,6	31,00	5,06	2,53	11,76	29,76
	Kw=0,2	31,00	5,06	2,53	3,92	9,92
Impalcato di sinistra	Kw=0,6	31,00	2,06	1,03	4,79	4,93
	Kw=0,2	31,00	2,06	1,03	1,60	1,64

(3) Impalcati carichi	l (m)	h_{vento} (m)	h_{bar,vento} (m)	H_t (t)	M_t (t*m)	
Impalcato di destra	Kw=0,6	31,00	5,06	2,53	11,76	29,76
	Kw=0,2	31,00	5,06	2,53	3,92	9,92
Impalcato di sinistra	Kw=0,6	31,00	5,06	2,53	11,76	29,76
	Kw=0,2	31,00	5,06	2,53	3,92	9,92

AZIONI LONGITUDINALI

Frenatura

Visto lo schema di appoggi adottato, questa azione non si trasmette dagli impalcati alla pila.

Resistenza parassita dei vincoli

Gli appoggi sono in acciaio e PTFE, ed il coefficiente di attrito assunto è pari a $k_{att} = 0,03$. Partendo allora dal carico permanente totale degli impalcati, si avrà:

$$\text{Impalcato di destra} \quad H_{\text{vincolo,dx}} = N_{\text{app,dx}} * k_{att} = 10,82 \quad t$$

$$\text{Impalcato di sinistra} \quad H_{\text{vincolo,sx}} = N_{\text{app,sx}} * k_{att} = 10,82 \quad t$$

Vista la modesta altezza della quota appoggi rispetto alla quota di estradosso del pulvino si trascura il momento longitudinale fornito dalla resistenza parassita dei vincoli

AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO IN CONDIZIONI DI SISMA

Le azioni sismiche si dividono in azioni orizzontali e azioni verticali

Per le azioni verticali si fa riferimento all'analisi statica.

Il calcolo dell'azione orizzontale per il sisma trasversale viene svolto sia con l'analisi statica che con l'analisi dinamica lineare approssimata, svolta riconducendo la pila a un oscillatore elementare di massa e rigidità fittizi opportunamente scelti. Una volta calcolato con l'analisi statica il valore dell'azione orizzontale dovuto al peso proprio di pulvino e fusto pila e sommato questo valore con quello trovato con l'analisi statica per l'azione orizzontale trasmessa dall'impalcato (valori riportati a quota estradosso zattera), il minore dei valori dell'azione orizzontale trovato con i due metodi statico e dinamico lineare approssimato si assume per i calcoli di verifica.

Forza sismica orizzontale (analisi statica)

$$H_s = K_h * W_h$$

dove

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

W_h		CARICHI PERMANENTI
S		grado di sismicità
$C = (S - 2) / 100$		coefficiente di intensità sismica
R =	1,00	coefficiente di risposta ($T_0 < 0.8$ s)
$\varepsilon =$	1,20	coefficiente di fondazione
$\beta =$	1,20	coefficiente di struttura ISOSTATICA
I =	1,20	coefficiente di protezione sismica

Forza sismica verticale (analisi statica)

$$N_s = K_v * W_v$$

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 - Analisi statica

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

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

mentre indicando con e_l l'eccentricità dell'asse appoggi rispetto al baricentro del pulvino e con $\Delta N_{s,t}$ la forza sismica verticale, si ha per il momento longitudinale $M_{s,l}$:

$$M_{s,l} = -e_l * \Delta N_{s,t}$$

$$h_{bar,p} = 1,03 \quad m$$

	Orizzont.		Vert.			
	W (t)	$H_{s,t}$ (t)	$M_{s,t}$ (t*m)	e_l (m)	$\Delta N_{s,t}$ (t)	$M_{s,l}$ (t*m)
Impalcato di destra	360,60	12,46	12,84	1,00	17,31	-17,31
mpalcato di sinistra	360,60	12,46	12,84	-1,00	17,31	17,31
		24,92	25,67		34,62	0,00

SISMA TRASVERSALE - Analisi dinamica lineare approssimata

Sia h l'altezza della pila al baricentro delle masse dell'impalcato, W_{pila} il peso della pila per unità di altezza e W_{somm} il peso totale concentrato in sommità della pila (peso pulvino+impalcato).

Risulta:

h (m)	W_{pila} (t/m)	W_{somm} (t)
12,04	17,68	818,43

Passando ora dai pesi alle masse (dividendo per $g=9,81 \text{ m/s}^2$) si può calcolare la massa equivalente in sommità della pila $M_{equiv} = M_{somm} + 0,24 * M_{pila} * h$

M_{pila} (t/m)	M_{somm} (t)	M_{equiv} (t)
1,80	83,43	88,63

La rigidezza equivalente della pila si calcola poi come $k_{equiv}=3*(EJ/h^3)$; note M_{equiv} e k_{equiv} si calcola infine il periodo proprio di oscillazione $T_{equiv}=2\pi (M_{equiv}/k_{equiv})^{0,5}$ dell'oscillatore elementare equivalente

k_{equiv} (t/m)	T_{equiv} (s)
23.031,55	0,390

Per il calcolo del taglio nella sezione di spiccato della pila si devono introdurre due valori di massa fittizi $M_Q=M_{somm}+0,39*M_{pila}*h$ e $M_M=M_{somm}+0,28*M_{pila}*h$

M_Q (t)	M_M (t)
91,89	89,50

Nota allora il coeff. di risposta (spettro di regolamento) $C R(T_0)$, si può calcolare il taglio allo spiccato della pila $H_{s,t}$ e il momento trasversale $M_{s,t}$ corrispondente.

$C R(T_0)$	$H_{s,t}$ (t)	$M_{s,t}$ (t*m)
0,02	18,69	219,21

SISMA LONGITUDINALE - Analisi statica

Visto lo schema di appoggi adottato, l'azione orizzontale derivante dal sisma longitudinale non si trasmette dagli impalcati alla pila. Si trasmette invece l'azione verticale.

Indicando con e_l l'eccentricità dell'asse appoggi rispetto al baricentro del pulvino e con $\Delta N_{s,t}$ la forza sismica verticale, si ha per il momento longitudinale $M_{s,l}$:

$$M_{s,l}=-e_l*\Delta N_{s,t}$$

	W (t)	e_l (m)	$\Delta N_{s,t}$ (t)	$M_{s,l}$ (t*m)
Impalcato di destra	360,60	1,00	17,31	-17,31
Impalcato di sinistra	360,60	-1,00	17,31	17,31
			34,62	0,00

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
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 (3) * 0.6 + Attr. * 1.0	Ven. tr.
3	A II	Perm. + Acc. DISP. 2 + Vento (3) * 0.6 + Attr. * 1.0	Ven. tr.
4	A II	Perm. + Acc. DISP. 3 + Vento (2) * 0.6 + Attr. * 1.0	Ven. tr.
5	A II	Perm. + Acc. DISP. 4 + Vento (2) * 0.6 + Attr. * 1.0	Ven. tr.
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

Az. progetto	N (t)	H _i (t)	H _t (t)	M _i (t*m)	M _t (t*m)
Permanenti	721,20	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento (1) * 1.0	0,00	0,00	15,97	0,00	16,44
Attrito * 1.00	0,00	10,82	0,00	0,00	0,00
TOT	721,20	10,82	15,97	0,00	16,44

COMB. 2 Perm. + Acc. DISP. 1 + Vento (3) * 0.6 + Attr. * 1.0

Az. progetto	N (t)	H _i (t)	H _t (t)	M _i (t*m)	M _t (t*m)
Permanenti	721,20	0,00	0,00	0,00	0,00
Acc. disp. 1	264,71	0,00	0,00	0,00	389,05
Vento (3) * 0.60	0,00	0,00	23,53	0,00	59,53
Attrito * 1.00	0,00	21,64	0,00	0,00	0,00
TOT	985,91	21,64	23,53	0,00	448,58

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

Az. progetto	N (t)	H_l (t)	H_t (t)	M_l (t*m)	M_t (t*m)
Permanenti	721,20	0,00	0,00	0,00	0,00
Acc. disp. 2	214,63	0,00	0,00	0,00	552,31
Vento (3) * 0.60	0,00	0,00	23,53	0,00	59,53
Attrito * 1.00	0,00	21,64	0,00	0,00	0,00
TOT	935,83	21,64	23,53	0,00	611,84

COMB. 4 Perm. + Acc. DISP. 3 + Vento (2) * 0.6 + Attr. * 1.0

Az. progetto	N (t)	H_l (t)	H_t (t)	M_l (t*m)	M_t (t*m)
Permanenti	721,20	0,00	0,00	0,00	0,00
Acc. disp. 3	192,64	0,00	0,00	-192,64	283,12
Vento (2) * 0.60	0,00	0,00	16,55	0,00	34,70
Attrito * 1.00	0,00	21,64	0,00	0,00	0,00
TOT	913,84	21,64	16,55	-192,64	317,82

COMB. 5 Perm. + Acc. DISP. 4 + Vento (2) * 0.6 + Attr. * 1.0

Az. progetto	N (t)	H_l (t)	H_t (t)	M_l (t*m)	M_t (t*m)
Permanenti	721,20	0,00	0,00	0,00	0,00
Acc. disp. 4	156,19	0,00	0,00	-156,19	401,93
Vento (2) * 0.60	0,00	0,00	16,55	0,00	34,70
Attrito * 1.00	0,00	21,64	0,00	0,00	0,00
TOT	877,39	21,64	16,55	-156,19	436,63

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

Az. progetto	N (t)	H_l (t)	H_t (t)	M_l (t*m)	M_t (t*m)
Permanenti	721,20	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma orizz. trasv.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma vert. +	34,62	0,00	0,00	0,00	0,00
TOT	755,82	0,00	0,00	0,00	0,00

Il valore di H_t del sisma orizz. trasv. riferito a quota estradosso pulvino è nullo, in quanto l'azione orizzontale è stata calcolata con l'analisi dinamica a quota estradosso zattera

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

Az. progetto	N (t)	H_l (t)	H_t (t)	M_l (t*m)	M_t (t*m)
Permanenti	721,20	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma orizz. trasv.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma vert. -	-34,62	0,00	0,00	0,00	0,00
TOT	686,58	0,00	0,00	0,00	0,00

Il valore di H_t del sisma orizz. trasv. riferito a quota estradosso pulvino è nullo, in quanto l'azione orizzontale è stata calcolata con l'analisi dinamica a quota estradosso zattera

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

Az. progetto	N (t)	H_l (t)	H_t (t)	M_l (t*m)	M_t (t*m)
Permanenti	721,20	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma orizz. long.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma vert. +	34,62	0,00	0,00	0,00	0,00
TOT	755,82	0,00	0,00	0,00	0,00

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

Az. progetto	N (t)	H_l (t)	H_t (t)	M_l (t*m)	M_t (t*m)
Permanenti	721,20	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma orizz. long.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma vert. -	-34,62	0,00	0,00	0,00	0,00
TOT	686,58	0,0	0,00	0,0	0,00

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.

AZIONI A QUOTA ESTRADOSSO PULVINO						
	N (t)	H _i (t)	H _t (t)	M _i (t*m)	M _t (t*m)	
COMB.						
1	721,20	10,82	15,97	0,00	16,44	Cond. Norm. Eserc.
2	985,91	21,64	23,53	0,00	448,58	
3	935,83	21,64	23,53	0,00	611,84	
4	913,84	21,64	16,55	-192,64	317,82	
5	877,39	21,64	16,55	-156,19	436,63	

Perm.	6,7	721,20	0,00	0,00	0,00	0,00	Sisma Trasv.
Vert. +	6	34,62	0,00	0,00	0,00	0,00	
Vert. -	7	-34,62	0,00	0,00	0,00	0,00	
Orizz.	6,7	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
Perm.	8,9	721,20	0,00	0,00	0,00	0,00	Sisma Long.
Vert. +	8	34,62	0,00	0,00	0,00	0,00	
Vert. -	9	-34,62	0,00	0,00	0,00	0,00	
Orizz.	8,9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	

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:

	N (t)	$e_{v,N}$ (m)
Pulvino	97,23	10,04
Fusto pila	167,91	4,75
	265,14	6,69

VERIFICA DI SNELLEZZA DELLA PILA

La snellezza λ 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:

$$\lambda = 28,52213$$

Poiché λ è minore del limite convenzionale $\lambda_0 = 50$ la pila non si considera snella e non si devono applicare coefficienti di maggiorazione ω per lo sforzo normale e i momenti flettenti.

AZIONI DOVUTE AL PESO PROPRIO DELLA PILA IN CONDIZIONI DI SISMA

Si ricorda che risulta:

S	C	K _h	K _v
4	0,02	0,0346	0,0480

Le azioni si calcolano riportate a quota estradosso zattera.

SISMA LONGITUDINALE

Risulta

	H _l (t)	e _{v,N} (m)	M _l (t*m)
Pulvino	3,36	10,04	-33,75
Fusto pila	5,80	4,75	-27,56
	9,16		-61,31

SISMA TRASVERSALE

Risulta

	H _t (t)	e _{v,N} (m)	M _t (t*m)
Pulvino	3,36	10,04	33,75
Fusto pila	5,80	4,75	27,56
	9,16		61,31

I valori così trovati con l'analisi statica, sommati a quelli trovati con l'analisi statica per le azioni trasmesse dall'impalcato (riportate preventivamente a quota estradosso zattera), vanno confrontati con quelli ricavati dall'analisi dinamica lineare approssimata.

	H _t (t)	M _t (t*m)
Analisi statica	34,09	353,68
Analisi dinamica	18,69	219,21

Dal momento che l'analisi statica porta a stime delle azioni eccessivamente cautelative, per l'azione orizzontale del sisma trasversale viene assunto il valore derivante dall'analisi dinamica, riferito a quota spiccato pila.

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>	N (t)	H_l (t)	H_t (t)	M_l (t*m)	M_t (t*m)
Peso proprio pila (fusto+pulvino)	265,14	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma long. orizzontale	0,00	9,16	0,00	-61,31	0,00
Sisma trasv. orizzontale	0,00	0,00	18,69	0,00	219,21
Sisma vert. + Incr. peso	12,73	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma vert. - Decr. peso	-12,73	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

$$A_r = 34,84 \text{ m}^2$$

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

$$h_{\text{vento}} = 5,31 \text{ m}$$

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

q_{vento} (t/m²)	A_r (m²)	H_t (t)	h_{vento} (m)	M_t (t*m)
0,25	34,84	8,71	5,31	46,23

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+altezza zattera.

$$e_v = -10,70 \text{ m}$$

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

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

(momenti positivi se antiorari)

Azioni impalcato rispetto baric. pila (estradosso zattera)						Cond. Norm. Eserc.
COMB.	N (t)	H _l (t)	H _t (t)	M _l (t*m)	M _t (t*m)	
1	721,20	10,82	15,97	-115,75	187,27	
2	985,91	21,64	23,53	-231,51	700,34	
3	935,83	21,64	23,53	-231,51	863,60	
4	913,84	21,64	16,55	-424,14	494,95	
5	877,39	21,64	16,55	-387,70	613,76	

Perm.	6,7	721,20	0,00	0,00	0,00	0,00	Sisma Trasv.
Vert. +	6	34,62	0,00	0,00	0,00	0,00	
Vert. -	7	-34,62	0,00	0,00	0,00	0,00	
Orizz.	6,7	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
Perm.	8,9	721,20	0,00	0,00	0,00	0,00	Sisma Long.
Vert. +	8	34,62	0,00	0,00	0,00	0,00	
Vert. -	9	-34,62	0,00	0,00	0,00	0,00	
Orizz.	8,9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	

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

Azioni totali rispetto baric. pila (estradosso zattera)						
	N	H_l	H_t	M_l	M_t	
COMB.	(t)	(t)	(t)	(t*m)	(t*m)	
1	986,34	10,82	24,67	-115,75	233,50	Cond. Norm. Eserc.
2	1.251,05	21,64	28,75	-231,51	728,08	
3	1.200,97	21,64	28,75	-231,51	891,34	
4	1.178,98	21,64	21,78	-424,14	522,69	
5	1.142,53	21,64	21,78	-387,70	641,50	

<i>Perm.</i>	6,7	986,34	0,00	0,00	0,00	0,00	Sisma Trasv.
<i>Vert. +</i>	6	47,34	0,00	0,00	0,00	0,00	
<i>Vert. -</i>	7	-47,34	0,00	0,00	0,00	0,00	
<i>Orizz.</i>	6,7	0,00	0,00	18,69	0,00	219,21	
<i>Perm.</i>	8,9	986,34	0,00	0,00	0,00	0,00	Sisma Long.
<i>Vert. +</i>	8	47,34	0,00	0,00	0,00	0,00	
<i>Vert. -</i>	9	-47,34	0,00	0,00	0,00	0,00	
<i>Orizz.</i>	8,9	0,00	9,16	0,00	-61,31	0,00	

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:

$$\text{Peso specifico terreno portato } \gamma_t = 1,80 \text{ t/m}^3$$

	N	e_{v,N}
	(t)	(m)
Zattera	398,13	1,25
Terreno portato	197,75	3,47
	595,88	1,99

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 LONGITUDINALE

Risulta

	H_l (t)	$e_{v,N}$ (m)	M_l (t*m)
Zattera	11,47	1,25	-14,33
Terreno portato	5,70	3,47	-19,76
	17,16		-34,10

SISMA TRASVERSALE

Risulta

	H_t (t)	$e_{v,N}$ (m)	M_t (t*m)
Zattera	11,47	1,25	14,33
Terreno portato	5,70	3,47	19,76
	17,16		34,10

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:

Az. progetto

	N (t)	H_l (t)	H_t (t)	M_l (t*m)	M_t (t*m)
Peso proprio zattera + terreno portato	595,88	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma long. orizzontale	0,00	17,16	0,00	-34,10	0,00
Sisma trasv. orizzontale	0,00	0,00	17,16	0,00	34,10
Sisma vert. + Incr. peso	28,60	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma vert. - Decr. peso	-28,60	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.

$$N = N_{\text{imp+pila}} + N_{\text{zattera+terreno}}$$

$$H_l = H_{l,\text{imp+pila}} + H_{l,\text{zattera+terreno}}$$

$$H_t = H_{t,\text{imp+pila}} + H_{t,\text{zattera+terreno}}$$

$$M_l = M_{l,\text{imp+pila}} - H_{l,\text{imp+pila}} * h_{\text{zattera}} + M_{l,\text{zattera+terreno}}$$

$$M_t = M_{t,\text{imp+pila}} + H_{t,\text{imp+pila}} * h_{\text{zattera}} + M_{t,\text{zattera+terreno}}$$

con

$$h_{\text{zattera}} = 2,50 \quad \text{m}$$

Azioni totali rispetto baric. pila (intradosso zattera)						
COMB.	N (t)	H _l (t)	H _t (t)	M _l (t*m)	M _t (t*m)	
1	1.582,22	10,82	24,67	-142,80	295,19	Cond. Norm. Eserc.
2	1.846,93	21,64	28,75	-285,60	799,96	
3	1.796,85	21,64	28,75	-285,60	963,22	
4	1.774,86	21,64	21,78	-478,23	577,14	
5	1.738,41	21,64	21,78	-441,79	695,95	

Perm.	6,7	1.582,22	0,00	0,00	0,00	0,00	Sisma Trasv.
Vert. +	6	75,95	0,00	0,00	0,00	0,00	
Vert. -	7	-75,95	0,00	0,00	0,00	0,00	
Orizz.	6,7	0,00	0,00	35,85	0,00	300,03	
Perm.	8,9	1.582,22	0,00	0,00	0,00	0,00	Sisma Long.
Vert. +	8	75,95	0,00	0,00	0,00	0,00	
Vert. -	9	-75,95	0,00	0,00	0,00	0,00	
Orizz.	8,9	0,00	26,32	0,00	-118,31	0,00	

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
7,00	9,10	2,50

Area fondazione $63,70 \text{ m}^2$

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.

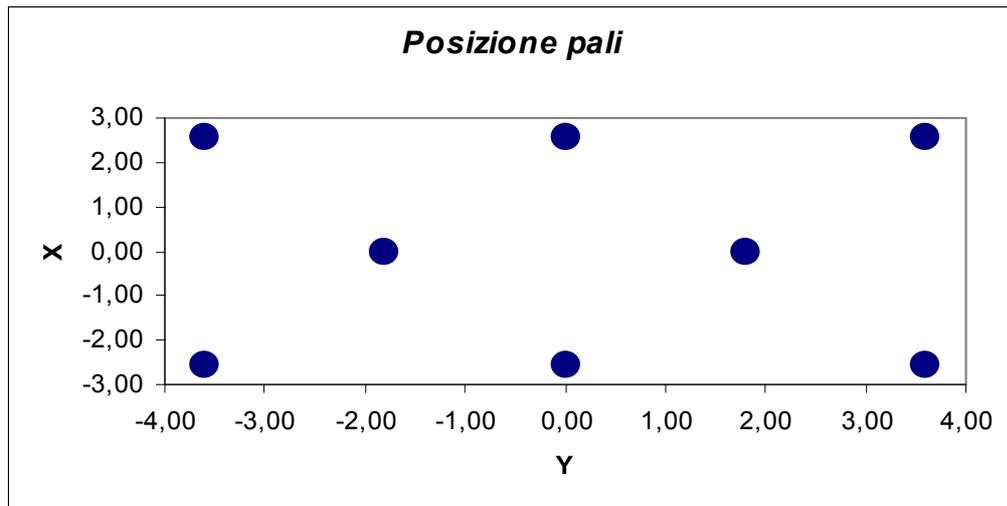
Momento d'inerzia fondazione rispetto al baricentro palificata (m^2)

J_l	J_t
39,015	58,32

Coordinate pali rispetto al baricentro zattera (X,Y) e al baricentro palificata (Xg,Yg):

Pali	X (m)	Y (m)	X_G (m)	Y_G (m)	W_l (m)	W_t (m)
1	2,55	3,60	2,55	3,60	15,30	16,20
2	2,55	0,00	2,55	0,00	15,30	Infinito
3	2,55	-3,60	2,55	-3,60	15,30	-16,20
4	0,00	1,80	0,00	1,80	Infinito	32,40
5	0,00	-1,80	0,00	-1,80	Infinito	-32,40
6	-2,55	3,60	-2,55	3,60	-15,30	16,20
7	-2,55	0,00	-2,55	0,00	-15,30	Infinito
8	-2,55	-3,60	-2,55	-3,60	-15,30	-16,20
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:

$$M_I = M_i + (N \cdot e_{l,pali})$$

$$e_{l,pali} = 0,00 \text{ m}$$

		Azioni totali rispetto baricentro palificata					
		N	H _l	H _t	M _l	M _t	
COMB.		(t)	(t)	(t)	(t*m)	(t*m)	
	1	1.582,22	10,82	24,67	-142,80	295,19	Cond. Norm. Eserc.
	2	1.846,93	21,64	28,75	-285,60	799,96	
	3	1.796,85	21,64	28,75	-285,60	963,22	
	4	1.774,86	21,64	21,78	-478,23	577,14	
	5	1.738,41	21,64	21,78	-441,79	695,95	
<i>Perm.</i>	6,7	1.582,22	0,00	0,00	0,00	0,00	Sisma Trasv.
<i>Vert. +</i>	6	75,95	0,00	0,00	0,00	0,00	
<i>Vert. -</i>	7	-75,95	0,00	0,00	0,00	0,00	
<i>Orizz.</i>	6,7	0,00	0,00	35,85	0,00	300,03	
<i>Perm.</i>	8,9	1.582,22	0,00	0,00	0,00	0,00	Sisma Long.
<i>Vert. +</i>	8	75,95	0,00	0,00	0,00	0,00	
<i>Vert. -</i>	9	-75,95	0,00	0,00	0,00	0,00	
<i>Orizz.</i>	8,9	0,00	26,32	0,00	-118,31	0,00	

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

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

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 α_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									
PALI	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	225,3	298,9	302,7	288,7	289,1	225,8	206,8	215,0	196,0
2	207,1	249,5	243,3	253,1	246,2	207,3	188,3	215,0	196,0
3	188,9	200,2	183,8	217,5	203,2	188,8	169,8	215,0	196,0
4	206,9	255,6	254,3	239,7	238,8	216,5	197,5	207,3	188,3
5	188,7	206,2	194,9	204,0	195,8	198,0	179,0	207,3	188,3
6	206,7	261,6	265,4	226,2	231,4	225,8	206,8	199,5	180,6
7	188,4	212,2	205,9	190,6	188,4	207,3	188,3	199,5	180,6
8	170,2	162,8	146,5	155,0	145,5	188,8	169,8	199,5	180,6
9									
10									
11									
12									
13									
14									
15									
16									
17									
18									
19									
20									

N_{\max} (t)	225,3	298,9	302,7	288,7	289,1	225,8	206,8	215,0	196,0
N_{\min} (t)	170,2	162,8	146,5	155,0	145,5	188,8	169,8	199,5	180,6

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_l (t)	H_t (t)
1	10,8	24,7
2	21,6	28,8
3	21,6	28,8
4	21,6	21,8
5	21,6	21,8
6	0,0	35,9
7	0,0	35,9
8	26,3	0,0
9	26,3	0,0

T_l (t)	T_t (t)	T_{\max} (t)
1,35	3,08	3,37
2,70	3,59	4,50
2,70	3,59	4,50
2,70	2,72	3,84
2,70	2,72	3,84
0,00	4,48	4,48
0,00	4,48	4,48
3,29	0,00	3,29
3,29	0,00	3,29

Il taglio massimo è dunque pari a $T_{\max} = 4,50$ t

PALI		
SISM		ESER
225,8	N_{\max}	302,7
169,8	N_{\min}	145,5
4,5	T_{\max}	4,5

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

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

con L_o lunghezza elastica del palo

Ponendo

ϕ palo = diametro del palo =	120,0	cm
K_w = modulo di Winkler del terreno =	1.500	t/m ³
E_{cls} = modulo di elasticità del calcestruzzo =	311.769	kg/cm ²

risulta

$$L_o = 4,656 \text{ m}$$

da cui

$$M_{\max} = 10,473 \text{ t*m}$$

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

$$N_{\max} = 302,7 \text{ t}$$

$$N_{\min} = 146,5 \text{ t}$$

Per quanto riguarda l'armatura, risulta

$$\text{Raggio anello armatura} = 53,50 \text{ cm} \qquad \text{Copriferro} = 6,5 \text{ cm}$$

$$\text{Area armatura anulare} = 90,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Coeff. omogeneizzazione } n = 15,0$$

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)

$$\text{Area ideale} = 1,27 \text{ m}^2$$

$$\text{Momento d'inerzia della sezione ideale} = 2,07\text{E}+07 \text{ m}^4$$

$$\text{Tensione max di compressione Cls} = 26,93 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Tensione min di compressione Cls} = 20,87 \text{ kg/cm}^2$$

Verifica con sforzo normale minimo

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

$$\text{Area ideale} = 1,26657 \text{ m}^2$$

$$\text{Momento d'inerzia della sezione ideale} = 2,07\text{E}+07 \text{ m}^4$$

$$\text{Tensione max di compressione Cls} = 14,5945 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Tensione min di compressione Cls} = 8,54 \text{ kg/cm}^2$$

VERIFICA DEGLI ELEMENTI DELLA PILA

VERIFICA ZATTERA DI FONDAZIONE

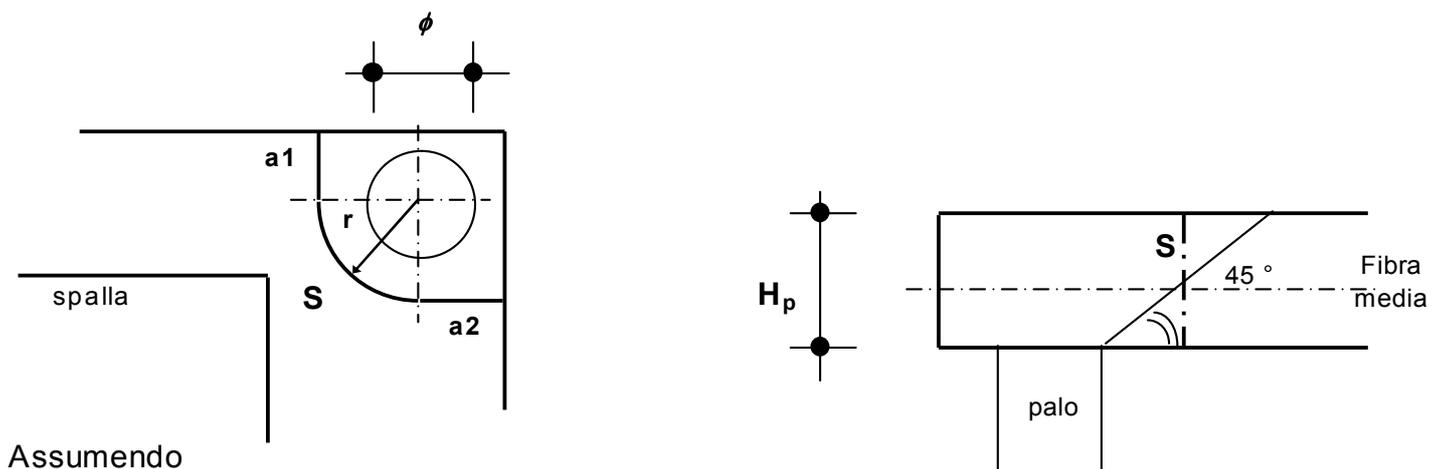
VERIFICA A PUNZONAMENTO

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):

$$\text{Reazione max palo d'angolo: } N_{p,\max} = 302,73 \text{ t}$$

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:



$$a1 = 0,95 \text{ m}$$

$$a2 = 0,95 \text{ m}$$

$$r = 1,85 \text{ m}$$

si ha:

$$S = H_p \cdot (a1 + \pi \cdot r/2 + a2) = 12,01 \text{ m}^2$$

La tensione tangenziale τ_{cls} nel calcestruzzo è poi pari a

$$\tau_{cls} = N_{p,\max} / S = 2,52 \text{ kg/cm}^2$$

Tale valore va confrontato con i valori τ_{c0} e τ_{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 SEZIONE DI SPICCATO PILA

Tipo verifica : tensioni ammissibili - pressoflessione deviata.

Unità di misura: Kgf; cm; Kgf / cm²; 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. ; S_{amm} = 110. .
 Acciaio : Tipo= FeB44k ; S_{amm} = 2600. ; n=15 .

SEZIONE

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

Tipo sezione: CIRCOLARE

Cls:

Acciaio lento:

vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm ²]
1_1	0.	150.	1	144.5	0.	22.	3.8013
1_2	150.	0.	2	143.7	15.1	22.	3.8013
1_3	0.	-150.	3	141.3	30.	22.	3.8013
1_4	-150.	0.	4	137.4	44.7	22.	3.8013
			5	132.	58.8	22.	3.8013
			6	125.1	72.3	22.	3.8013
			7	116.9	84.9	22.	3.8013
			8	107.4	96.7	22.	3.8013
			9	96.7	107.4	22.	3.8013
			10	84.9	116.9	22.	3.8013
			11	72.3	125.1	22.	3.8013
			12	58.8	132.	22.	3.8013
			13	44.7	137.4	22.	3.8013
			14	30.	141.3	22.	3.8013
			15	15.1	143.7	22.	3.8013
			16	0.	144.5	22.	3.8013
			17	-15.1	143.7	22.	3.8013
			18	-30.	141.3	22.	3.8013
			19	-44.7	137.4	22.	3.8013
			20	-58.8	132.	22.	3.8013
			21	-72.2	125.1	22.	3.8013
			22	-84.9	116.9	22.	3.8013
			23	-96.7	107.4	22.	3.8013
			24	-107.4	96.7	22.	3.8013
			25	-116.9	84.9	22.	3.8013
			26	-125.1	72.3	22.	3.8013
			27	-132.	58.8	22.	3.8013
			28	-137.4	44.7	22.	3.8013
			29	-141.3	30.	22.	3.8013
			30	-143.7	15.1	22.	3.8013
			31	-144.5	0.	22.	3.8013
			32	-143.7	-15.1	22.	3.8013

33	-141.3	-30.	22.	3.8013
34	-137.4	-44.7	22.	3.8013
35	-132.	-58.8	22.	3.8013
36	-125.1	-72.2	22.	3.8013
37	-116.9	-84.9	22.	3.8013
38	-107.4	-96.7	22.	3.8013
39	-96.7	-107.4	22.	3.8013
40	-84.9	-116.9	22.	3.8013
41	-72.2	-125.1	22.	3.8013
42	-58.8	-132.	22.	3.8013
43	-44.7	-137.4	22.	3.8013
44	-30.	-141.3	22.	3.8013
45	-15.1	-143.7	22.	3.8013
46	0.	-144.5	22.	3.8013
47	15.1	-143.7	22.	3.8013
48	30.	-141.3	22.	3.8013
49	44.7	-137.4	22.	3.8013
50	58.8	-132.	22.	3.8013
51	72.3	-125.1	22.	3.8013
52	84.9	-116.9	22.	3.8013
53	96.7	-107.4	22.	3.8013
54	107.4	-96.7	22.	3.8013
55	116.9	-84.9	22.	3.8013
56	125.1	-72.2	22.	3.8013
57	132.	-58.8	22.	3.8013
58	137.4	-44.7	22.	3.8013
59	141.3	-30.	22.	3.8013
60	143.7	-15.1	22.	3.8013

SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in $z= 0.$; $y= 0.$ (baricentro CLS)
 Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.
 N. | N | Mz | My | Sollecitaz. ultima calcolata
 1 | -1251050 | 72808000 | -23151000 |
 2 | -1200970 | 89134000 | -23151000 |

RISULTATI

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

Sol.	muz	muy	lambda
1	-.0000005541	.00000017619	-.00004774108
2	-.0000008014	.00000020815	-.00003778225

Tensioni massime sui materiali:

sol	Cls			Acciaio lento		
	vert.	S cls	Ve	ferro	S ferri	Ve
1	1- 1	-44.1	si	19	-665.5	si
2	1- 1	-53.2	si	18	-794.6	si

CALCOLO SPALLA 1carr Dx (mobile)

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	12,48	6,50

Paraghiaia

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

B_{lpar} (m)	B_{tpar} (m)	H_{par} (m)
0,30	12,48	2,47

Muri di risvolto

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

Elem.	Spt_r (m)	$Pend._r$ %	L_r (m)	H_r (m)
Dx	0,75	0,000	4,00	8,97
SX	0,75	0,000	4,00	8,97

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)
7,30	12,70	2,00	1,80

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

- ### Resistenza parassita dei vincoli
- ### Spinta terreno in condizioni normali

AZIONI SISMICHE

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

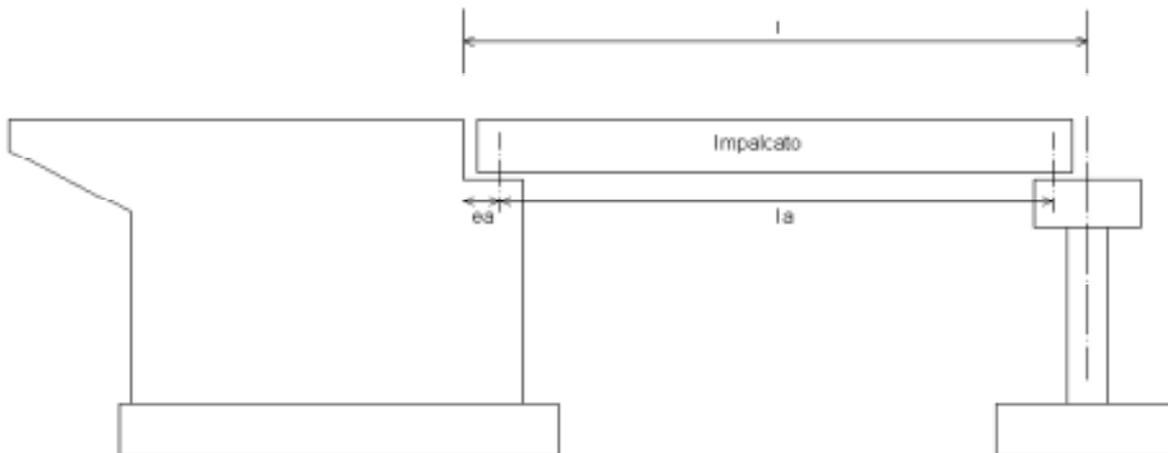
Le azioni verranno nel seguito distinte tra azioni trasmesse dall'impalcato agli appoggi (e quindi agenti a quota appoggi e sull'asse di questi), azioni trasmesse alla spalla dal terreno retrostante il muro della stessa (riportate al filo anteriore e inferiore della platea di fondazione) e azioni derivanti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

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

Interasse pila - spalla (lunghezza campata)	l =	30,65	(m)
Interasse appoggi campata	la =	29,00	(m)
Eccentricità longitudinale asse appoggi	ea =	0,650	(m)



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 in esame, come risulta dai calcoli svolti nella specifica relazione per l' impalcato, risulta essere pari a circa :

$$N_{imp} = 721,2 \quad t$$

Il peso proprio dell' impalcato gravante sull'appoggio della spalla risulta pari a metà del peso dell' impalcato

$$N_{app} = 360,6 \quad t$$

CARICHI ACCIDENTALI

Si analizza per prima cosa la disposizione longitudinale dei carichi accidentali, poi la disposizione trasversale

Disposizione longitudinale dei carichi accidentali

Carichi concentrati q_{1,a}

Si indica con P il carico concentrato (dovuto all'asse di un automezzo) e con d la sua distanza dal filo paraghiaia.

Sia T_{app} il carico gravante sull'appoggio derivante dal carico P. Risulta

P (t)	d (m)	K_{t,app}	T_{app} (t)
20	0,20	1,0155	20,31
20	1,70	0,9638	19,28
20	3,20	0,9121	18,24

avendo indicato con k_{t,app} la quota parte del carico esterno che grava sull' appoggio in esame.

Carico distribuito uniforme q_{1,b}

Si indica con q il carico distribuito e con d_i e d_f rispettivamente le distanze di inizio e fine dal filo paraghiaia del carico distribuito.

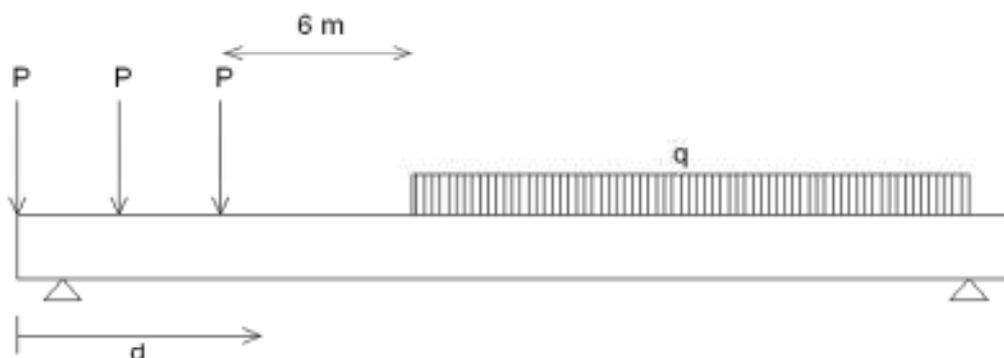
Sia T_{app} il carico gravante sull'appoggio derivante dal carico risultante P_{tot}, calcolato trascurando al fine di massimizzare il carico la parte di carico distribuito gravante oltre l'asse dell'appoggio impalcato. Risulta

q (t/m)	d_i (m)	d_f (m)	P_{tot} (t)	K_{t,app}	T_{app} (t)
3,00	9,20	29,65	61,35	0,3526	21,63

avendo indicato con k_{t,app} la quota parte del carico esterno che grava sull' appoggio in esame.

In totale si ottiene per il carico gravante sull'appoggio, dovuto alla somma del carico concentrato q_{1,a} e distribuito q_{1,b}, ovvero il carico dovuto agli automezzi

$$T_{app_automezzi} = 79,46 \quad t$$



Carico distribuito q_f dovuto alla folla sul marciapiede

Si ha infine il carico distribuito q_f dovuto alla folla sul marciapiede dell'impalcato.

Si assume:

Larghezza marciapiede sx	0,75	m
Larghezza marciapiede dx	1,23	m
Carico folla a m^2	0,00	t/m^2
Carico folla sx a m $q_{f,sx}$	0,00	t/m
Carico folla dx a m $q_{f,dx}$	0,00	t/m

Il contributo offerto da una colonna di folla sul marciapiede sull'asse appoggi spalla è pari a:

$q_{f,sx}$ (t/m)	$q_{f,dx}$ (t/m)	d_i (m)	d_f (m)	$P_{f,sx}$ (t)	$P_{f,dx}$ (t)	$T_{app_folla,sx}$ (t)	$T_{app_folla,dx}$ (t)
0,00	0,00	0,00	29,65	0,00	0,00	0,000	0,000

Dunque

$$T_{app_folla,sx} = 0,00 \quad t$$

$$T_{app_folla,dx} = 0,00 \quad t$$

Si esamina ora il coefficiente dinamico da applicare sugli impalcato in esame. Ricordando l'espressione contenuta nel D.M 4/5/90 si avrà :

$$\phi = 1,40 - ((l_a - 10)/150) = 1,2733$$

con la interasse tra gli appoggi campata pari a 29,00 m

Applicando allora il coefficiente dinamico ai carichi prima calcolati si ha

$$Q_{\text{automezzi}} = T_{\text{app_automezzi}} \cdot \phi = 101,18 \quad \text{t}$$

$$Q_{\text{folla,dx}} = T_{\text{app_folla,dx}} \cdot \phi = 0,00 \quad \text{t}$$

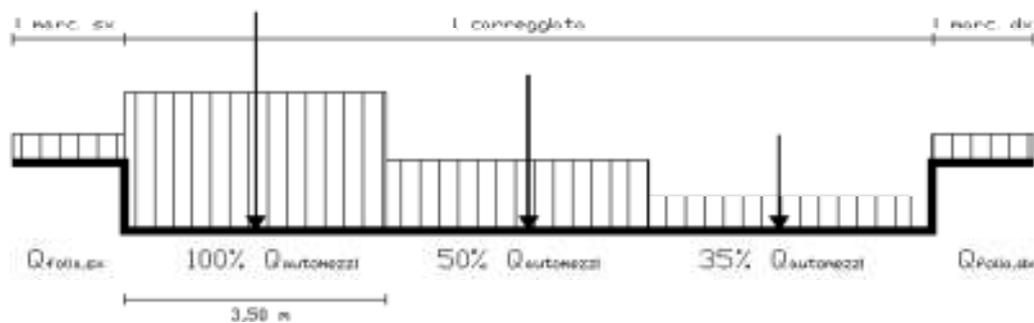
$$Q_{\text{folla,sx}} = T_{\text{app_folla,sx}} \cdot \phi = 0,00 \quad \text{t}$$

Disposizione trasversale dei carichi accidentali

Si assume la disposizione riportata nella figura sottostante

Classe strada	I
Larghezza carreggiata	10,50 m
Larghezza marciapiede sx	0,75 m
Larghezza marciapiede dx	1,23 m

Come da D.M. 04/05/1990 si considera come disposizione trasversale dei carichi la seguente geometria:



Le eccentricità trasversali e_t delle differenti colonne di carico che interessano l'opera esaminata, rispetto all'asse del viadotto, saranno pari a:

n ° carico	Tipo carico	e _t (m)
1	Q _{folla,sx}	-5,865
2	100% Q _{automezzi}	-3,740
3	50% Q _{automezzi}	-0,240
4	35% Q _{automezzi}	3,260
5	Q _{folla,dx}	5,625

In relazione alle diverse percentuali di carico si avranno (tenendo conto del coeff. dinamico):

Q _{automezzi} (t)		
100%	50%	35%
101,18	50,59	35,41

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 con assi da 3 * 20 t in asse appoggi spalla

n ° carico	Tipo carico	N (t)	e _t (m)	M _t (t*m)
1	q _{f,sx}	0,00	-5,865	0,0
2	100% Q _{automezzi}	101,18	-3,740	378,4
3	50% Q _{automezzi}	50,59	-0,240	12,1
4	35% Q _{automezzi}	35,41	3,260	-115,4
5	q _{f,dx}	0,00	5,625	0,0
		187,2		275,1

DISP. 2 Max momento trasversale M_t con assi da 3 * 20 t in asse appoggi spalla

n ° carico	Tipo carico	N (t)	e_t (m)	M_t (t*m)
1	$q_{f,sx}$	0,00	-5,865	0,0
2	100% $Q_{automezzi}$	101,18	-3,740	378,4
3	50% $Q_{automezzi}$	50,59	-0,240	12,1
		151,8		390,5

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

Indicando con :

h_{vento} Altezza superficie esposta al vento

$h_{\text{bar,vento}}$ Baricentro azione del vento rispetto a quota appoggi

si ottiene per la forza orizzontale H_t e per il momento trasversale M_t , indicando al solito con l la lunghezza della campata (interasse pila-spalla)

$$H_t = 0,50 * q_{\text{vento}} * l * h_{\text{vento}} \quad (\text{t})$$

$$M_t = H_t * h_{\text{bar,vento}} \quad (\text{t*m})$$

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

(1) Impalcato scarico

l (m)	h_{vento} (m)	$h_{\text{bar,vento}}$ (m)	H_t (t)	M_t (t*m)
30,65	2,15	1,08	8,24	8,85

(2) Impalcato carico

	l (m)	h_{vento} (m)	h_{bar,vento} (m)	H_t (t)	M_t (t*m)
Kw=0,6	30,65	5,15	2,58	11,84	30,48
Kw=0,2	30,65	5,15	2,58	3,95	10,16

AZIONI LONGITUDINALI

Frenatura

Visto lo schema di appoggi adottato, questa azione non si trasmette alla spalla

Resistenza parassita dei vincoli

Gli appoggi sono in acciaio e PTFE, ed il coefficiente di attrito assunto è pari a $k_{att} = 0,03$. Partendo allora dal carico permanente totale dell' impalcato, si avrà:

$$H_{vincoli} = N_{app} * k_{att} = 10,82 \quad t$$

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

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_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 (t)	$h_{bar,p}$
360,60	1,58

Orizzont.		Vert.
$H_{s,t}$ (t)	$M_{s,t}$ (t*m)	$\Delta N_{s,t}$ (t)
12,46	19,67	17,31

SISMA LONGITUDINALE

Visto lo schema di appoggi adottato, questa azione non si trasmette alla spalla nella sua componente orizzontale, ma solo nella sua componente verticale

$$W_h=0$$

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.

W_h (t)	W_v (t)
0	361

$H_{s,l}$ (t)	$M_{s,l}$ (t*m)	$\Delta N_{s,t}$ (t)
0,00	0,00	17,31

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
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 V	Perm. + Sisma trasversale con acc. verticale positiva	Sism. T
5	A V	Perm. + Sisma trasversale con acc. verticale negativa	Sism. T
6	A V	Perm. + Sisma longitudinale con acc. verticale positiva	Sism. L
7	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

Az. progetto	N (t)	H_l (t)	H_t (t)	M_l (t*m)	M_t (t*m)
Permanenti	360,60	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento (1) * 1.0	0,00	0,00	8,24	0,00	8,85
Attrito * 1.00	0,00	10,82	0,00	0,00	0,00
TOT	360,60	10,82	8,24	0,00	8,85

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

Az. progetto	N (t)	H_l (t)	H_t (t)	M_l (t*m)	M_t (t*m)
Permanenti	360,60	0,00	0,00	0,00	0,00
Acc. disp. 1	187,18	0,00	0,00	0,00	275,10
Vento (2) * 0.60	0,00	0,00	11,84	0,00	30,48
Attrito * 1.00	0,00	10,82	0,00	0,00	0,00
TOT	547,78	10,82	11,84	0,00	305,59

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

Az. progetto	N (t)	H_l (t)	H_t (t)	M_l (t*m)	M_t (t*m)
Permanenti	360,60	0,00	0,00	0,00	0,00
Acc. disp. 2	151,77	0,00	0,00	0,00	390,55
Vento (2) * 0.60	0,00	0,00	11,84	0,00	30,48
Attrito * 1.00	0,00	10,82	0,00	0,00	0,00
TOT	512,37	10,82	11,84	0,00	421,03

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

Az. progetto	N (t)	H_l (t)	H_t (t)	M_l (t*m)	M_t (t*m)
Permanenti	360,60	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma orizz. trasv.	0,00	0,00	12,46	0,00	19,67
Sisma vert. +	17,31	0,00	0,00	0,00	0,00
TOT	377,91	0,00	12,46	0,00	19,67

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

Az. progetto	N (t)	H_l (t)	H_t (t)	M_l (t*m)	M_t (t*m)
Permanenti	360,60	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma orizz. trasv.	0,00	0,00	12,46	0,00	19,67
Sisma vert. -	-17,31	0,00	0,00	0,00	0,00
TOT	343,29	0,00	12,46	0,00	19,67

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

Az. progetto	N (t)	H_l (t)	H_t (t)	M_l (t*m)	M_t (t*m)
Permanenti	360,60	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma orizz. long.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma vert. +	17,31	0,00	0,00	0,00	0,00
TOT	377,91	0,00	0,00	0,00	0,00

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

Az. progetto	N (t)	H_l (t)	H_t (t)	M_l (t*m)	M_t (t*m)
Permanenti	360,60	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma orizz. long.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma vert. -	-17,31	0,00	0,00	0,00	0,00
TOT	343,29	0,0	0,00	0,0	0,00

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

SPALLA FISSA

<i>L camp.</i> : m	30,65
<i>Int. app.</i> : m	29,00

COMB.	N (t)	H _l (t)	H _t (t)	M _l (t*m)	M _t (t*m)	
1	360,60	10,82	8,24	0,00	8,85	Cond.
2	547,78	10,82	11,84	0,00	305,59	Norm.
3	512,37	10,82	11,84	0,00	421,03	Eserc.

<i>Perm.</i>	4,5	360,60	0,00	0,00	0,00	0,00	Sisma Trasv.
<i>Vert. +</i>	4	17,31	0,00	0,00	0,00	0,00	
<i>Vert. -</i>	5	-17,31	0,00	0,00	0,00	0,00	
<i>Orizz.</i>	4,5	0,00	0,00	12,46	0,00	19,67	
<i>Perm.</i>	6,7	360,60	0,00	0,00	0,00	0,00	Sisma Long.
<i>Vert. +</i>	6	17,31	0,00	0,00	0,00	0,00	
<i>Vert. -</i>	7	-17,31	0,00	0,00	0,00	0,00	
<i>Orizz.</i>	6,7	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	

AZIONI TRASMESSE DAL TERRENO IN CONDIZIONI NORMALI

Per il calcolo delle azioni trasmesse dal terreno si assume un peso specifico del terreno γ_t e un angolo di attrito interno ϕ' 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+paraghaiaia, con $Pend.m$ l'inclinazione della parete posteriore del muro frontale, con Spt_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)	$Spt_r dx$ (m)	$Pend.r dx$ %	$Spt_r sx$ (m)
7,30	12,70	1,80	1,50	0	8,97	0,75	0	0,75

$Pend.r sx$ %	$H_r dx$ (m)	$H_r sx$ (m)
0	8,97	8,97

Q_t (t)	Q_s (t)	e_{Qt} (m)	e_{Qs} (m)
723,34	89,60	5,30	5,30

AZIONI ORIZZONTALI

Le azioni trasmesse dal terreno alla spalla sono la spinta attiva del terreno a tergo della spalla dovuta al peso del terreno γ_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)
12,70	2,00	8,97	372,75	75,51	3,66	5,49

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	812,94	0,00	0,00	4.308,59	0
Spinta della terra	0,00	372,75	0,00	-1.363,01	0,00
Spinta per carico acc.	0,00	75,51	0,00	-414,16	0,00
<i>TOT</i>	812,94	448,25	0,00	2.531,42	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

$$K_{a,s \text{ orizzontale}} = k_{a,s} * \cos(\theta) = 0,2816$$

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)
12,70	2,00	6,50	2,47

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)
14,56	7,31	-106,49	25,00	6,49	-162,12	34,72

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)
25,00	6,49	162,12	34,72

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

<i>Az. progetto</i>	N (t)	H_l (t)	H_t (t)	M_l (t*m)	M_t (t*m)
Peso terreno sopra platea	723,34	0,00	0,00	4.308,59	0,00
Spinta attiva terreno	0,00	448,25	0,00	-1.777,17	0,00
Sisma long. orizzontale	0,00	39,56	0,00	-268,61	0,00
Sisma trasv. orizzontale	0,00	0,00	25,00	0,00	162,12
Sisma vert. + Incr. peso	34,72	0,00	0,00	184,02	0,00
Sisma vert. +Decr. peso	-34,72	0,00	0,00	-184,02	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	304,20	2,55	0,00	5,25
Paragliaia	23,12	3,15	0,00	9,74
	327,32	2,59	0,00	5,57
Muro di risvolto dx	67,28	5,30	5,98	6,49
Muro di risvolto sx	67,28	5,30	-5,98	6,49
	134,55	5,30	0,00	6,49
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	463,55	3,65	0,00	1,00
<i>tot</i>	925,42	3,52	0,00	3,41

Riassumendo

<i>Az. progetto</i>	N (t)	H_l (t)	H_t (t)	M_l (t*m)	M_t (t*m)
Peso proprio	925,42	0,00	0,00	3.253,61	0,00

AZIONI DOVUTE AL PESO PROPRIO IN CONDIZIONI DI SISMA

Si ricorda che risulta:

S	C	K_h	K_v
4	0,02	0,0346	0,0480

SISMA LONGITUDINALE

Risulta

	H_l (t)	e_{v,N} (m)	M_l (t*m)
Muro frontale	10,51	5,25	-55,19
Paragliaia	0,80	9,74	-7,78
Muro di risvolto dx	2,33	6,49	-15,08
Muro di risvolto sx	2,33	6,49	-15,08
Orecchia dx	0,00	0,00	0,00
Orecchia sx	0,00	0,00	0,00
Platea di fondazione	16,02	1,00	-16,02
<i>TOT</i>	31,98		-109,15

SISMA TRASVERSALE

Risulta

	H_t (t)	e_{v,N} (m)	M_t (t*m)
Muro frontale	10,51	5,25	55,19
Paragliaia	0,80	9,74	7,78
Muro di risvolto dx	2,33	6,49	15,08
Muro di risvolto sx	2,33	6,49	15,08
Orecchia dx	0,00	0,00	0,00
Orecchia sx	0,00	0,00	0,00
Platea di fondazione	16,02	1,00	16,02
<i>TOT</i>	31,98		109,15

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

	N (t)	H_l (t)	H_t (t)	M_l (t*m)	M_t (t*m)
Peso proprio spalla	925,42	0,00	0,00	3.253,61	0,00
Sisma long. orizzontale	0,00	31,98	0,00	-109,15	0,00
Sisma trasv. orizzontale	0,00	0,00	31,98	0,00	109,15
Sisma vert. + Incr. peso	44,42	0,00	0,00	156,17	0,00
Sisma vert. - Decr. peso	-44,42	0,00	0,00	-156,17	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.

$$\begin{aligned} e_l &= -2,35 \text{ m} \\ e_t &= 0,00 \text{ m} \\ e_v &= -8,50 \text{ m} \end{aligned}$$

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

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

(momenti positivi se antiorari)

COMB.	Azioni impalcato rispetto filo anteriore inf. platea					
	N (t)	H _l (t)	H _t (t)	M _l (t*m)	M _t (t*m)	
1	360,60	10,82	8,24	755,46	78,87	Cond.
2	547,78	10,82	11,84	1195,33	406,21	Norm.
3	512,37	10,82	11,84	1112,11	521,66	Eserc.

Perm.	4,5	360,60	0,00	0,00	847,41	0,00	Sisma Trasv.
Vert. +	4	17,31	0,00	0,00	40,68	0,00	
Vert. -	5	-17,31	0,00	0,00	-40,68	0,00	
Orizz.	4,5	0,00	0,00	12,46	0,00	125,60	
Perm.	6,7	360,60	0,00	0,00	847,41	0,00	Sisma Long.
Vert. +	6	17,31	0,00	0,00	40,68	0,00	
Vert. -	7	-17,31	0,00	0,00	-40,68	0,00	
Orizz.	6,7	0,00	0,00	0,00	0,00	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						
	N	H_l	H_t	M_l	M_t	
COMB.	(t)	(t)	(t)	(t*m)	(t*m)	
1	2.098,96	459,07	8,24	6.540,48	78,87	Cond.
2	2.286,14	459,07	11,84	6.980,35	406,21	Norm.
3	2.250,73	459,07	11,84	6.897,13	521,66	Eserc.

<i>Perm.</i>	4,5	2.009,36	372,75	0,00	6.632,43	0,00	Sisma Trasv.
<i>Vert. +</i>	4	96,45	0,00	0,00	380,87	0,00	
<i>Vert. -</i>	5	-96,45	0,00	0,00	-380,87	0,00	
<i>Orizz.</i>	4,5	0,00	0,00	69,44	0,00	396,86	
<i>Perm.</i>	6,7	2.009,36	372,75	0,00	6.632,43	0,00	Sisma Long.
<i>Vert. +</i>	6	96,45	0,00	0,00	380,87	0,00	
<i>Vert. -</i>	7	-96,45	0,00	0,00	-380,87	0,00	
<i>Orizz.</i>	6,7	0,00	71,54	0,00	-377,75	0,00	

VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE DELLA SPALLA

VERIFICA DELLA FONDAZIONE SU PALI

Numero totale dei pali $N_p = 8$

Dimensioni platea di fondazione (m)

X	Y	Z
7,30	12,70	2,00

Area fondazione $92,71 \text{ m}^2$

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

X	Y
0,00	0,00

Baricentro palificata

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.

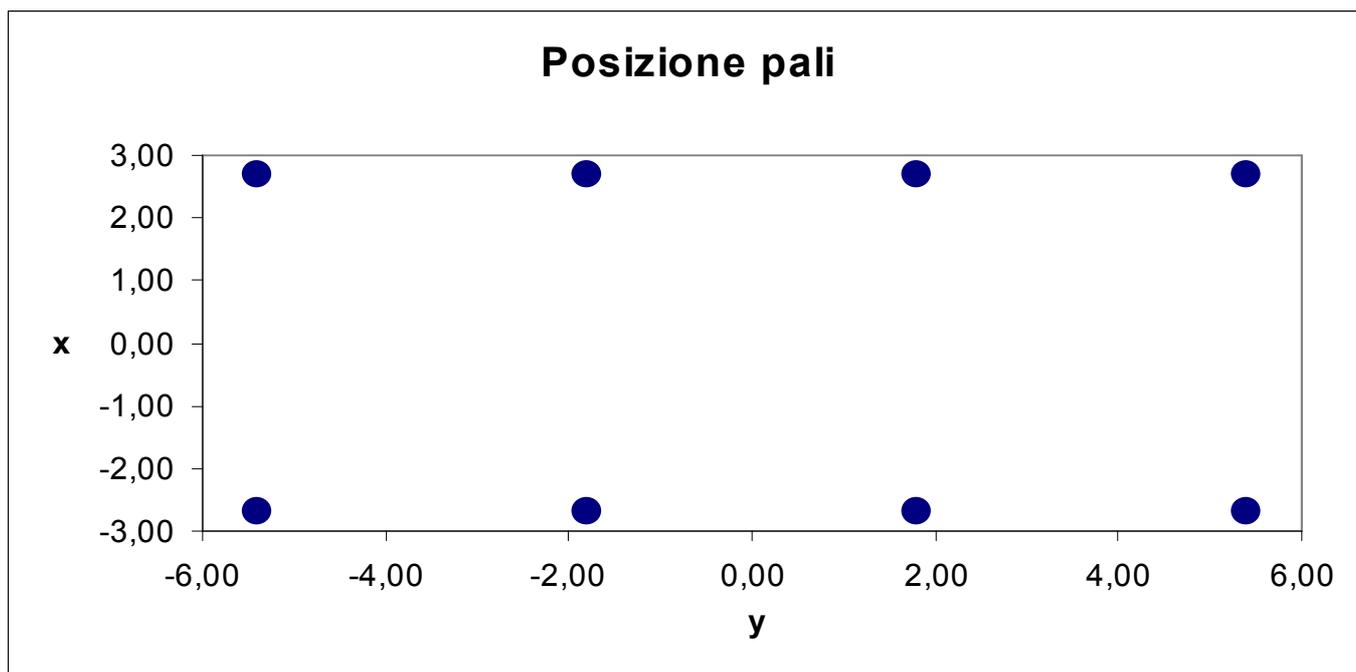
Momento d'inerzia fondazione rispetto al baricentro palificata (m^2)

J_l	J_t
58,32	129,6

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

Pali	X (m)	Y (m)	X_{Gi} (m)	Y_{Gi} (m)	W_l (m)	W_t (m)
1	2,70	5,40	2,70	5,40	21,60	24,00
2	2,70	1,80	2,70	1,80	21,60	72,00
3	2,70	-1,80	2,70	-1,80	21,60	-72,00
4	2,70	-5,40	2,70	-5,40	21,60	-24,00
5	-2,70	5,40	-2,70	5,40	-21,60	24,00
6	-2,70	1,80	-2,70	1,80	-21,60	72,00
7	-2,70	-1,80	-2,70	-1,80	-21,60	-72,00
8	-2,70	-5,40	-2,70	-5,40	-21,60	-24,00
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 platea, si ha:

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

$$e_{l, \text{pali}} = 3,65 \quad \text{m}$$

		Azioni totali rispetto baricentro palificata					
		N	H_l	H_t	M_l	M_t	
COMB.		(t)	(t)	(t)	(t*m)	(t*m)	
	1	2.098,96	459,07	8,24	-1.120,72	78,87	Cond. Norm. Eserc.
	2	2.286,14	459,07	11,84	-1.364,05	406,21	
	3	2.250,73	459,07	11,84	-1.318,02	521,66	
<i>Perm.</i>	4,5	2.009,36	372,75	0,00	-701,73	0,00	Sisma Trasv.
<i>Vert. +</i>	4	96,45	0,00	0,00	28,83	0,00	
<i>Vert. -</i>	5	-96,45	0,00	0,00	-28,83	0,00	
<i>Orizz.</i>	4,5	0,00	0,00	69,44	0,00	396,86	
<i>Perm.</i>	6,7	2.009,36	372,75	0,00	-701,73	0,00	Sisma Long.
<i>Vert. +</i>	6	96,45	0,00	0,00	28,83	0,00	
<i>Vert. -</i>	7	-96,45	0,00	0,00	-28,83	0,00	
<i>Orizz.</i>	6,7	0,00	71,54	0,00	-377,75	0,00	

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

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

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 α_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							
PALI	1	2	3	4	5	6	7
1	317,5	365,8	364,1	310,9	289,5	311,9	289,1
2	315,4	354,6	349,6	299,9	278,4	311,9	289,1
3	313,2	343,3	335,1	288,9	267,4	311,9	289,1
4	311,0	332,0	320,6	277,8	256,4	311,9	289,1
5	213,8	239,5	242,1	248,6	221,8	214,6	189,1
6	211,6	228,3	227,6	237,6	210,8	214,6	189,1
7	209,4	217,0	213,1	226,6	199,8	214,6	189,1
8	207,2	205,7	198,6	215,5	188,8	214,6	189,1
9							
10							
11							
12							
13							
14							
15							
16							
17							
18							
19							
20							

N_{max} (t) 317,5 365,8 364,1 310,9 289,5 311,9 289,1

N_{min} (t) 207,2 205,7 198,6 215,5 188,8 214,6 189,1

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 _l (t)	H _t (t)
1	459,1	8,2
2	459,1	11,8
3	459,1	11,8
4	372,7	69,4
5	372,7	69,4
6	444,3	0,0
7	444,3	0,0

T _l (t)	T _t (t)	T _{max} (t)
57,38	1,03	57,39
57,38	1,48	57,40
57,38	1,48	57,40
46,59	8,68	47,39
46,59	8,68	47,39
55,54	0,00	55,54
55,54	0,00	55,54

Il taglio massimo è dunque pari a $T_{max} = 57,40$ t

PALI		
SISM		ESER
311,9	N _{max}	365,8
189,1	N _{min}	188,8
55,5	T _{max}	57,4

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 L₀ 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

$$M_{max} = 133,65 \text{ t*m}$$

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

$$N_{\max} = 365,8 \text{ t}$$

$$N_{\min} = 198,6 \text{ t}$$

Per quanto riguarda l'armatura, risulta

$$\text{Raggio anello armatura} = 53,50 \text{ cm} \qquad \text{Copriferro} = 6,5 \text{ cm}$$

$$\text{Area armatura anulare} = 191,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Coeff. omogeneizzazione } n = 15,0$$

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)

$$\text{Angolo al centro asse neutro} = 216,55 \text{ }^\circ$$

$$\text{Distanza asse neutro da lembo compresso} = 78,81 \text{ cm}$$

$$\text{Tensione max di compressione Cls} = 90,23 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Tensione armatura tesa} = 595,68 \text{ kg/cm}^2$$

Verifica con sforzo normale minimo

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

$$\text{Angolo al centro asse neutro} = 177,646 \text{ }^\circ$$

$$\text{Distanza asse neutro da lembo compresso} = 58,77 \text{ cm}$$

$$\text{Tensione max di compressione Cls} = 87,1128 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Tensione armatura tesa} = 1.216,98 \text{ kg/cm}^2$$

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 spicco del muro frontale e nel punto di mezzo trasversale dello stesso.

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

Risulta allora:

$$e_l = 0,20 \text{ m}$$

$$e_v = -6,50 \text{ m}$$

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

AZIONI IMPALCATO rispetto baricentro muro							
	COMB.	N (t)	H _l (t)	H _t (t)	M _l (t*m)	M _t (t*m)	
	1	360,60	10,82	8,24	-142,44	-	Cond. Norm. Eserc.
	2	547,78	10,82	11,84	-179,87	-	
	3	512,37	10,82	11,84	-172,79	-	
Perm.	6,7	360,60	0,00	0,00	-72,12	-	Sisma Long.
Vert. +	6	17,31	0,00	0,00	-3,46	-	
Vert. -	7	-17,31	0,00	0,00	3,46	-	
Orizz.	6,7	0,00	0,00	0,00	0,00	-	

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 γ_t e un angolo di attrito interno ϕ' 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 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 γ_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)
12,48	6,50	2,47	244,90	60,67	2,99	4,49

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)	$e_{\Delta S_{a,t}}$ (t*m)
9,57	5,98

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 spiccatto del muro, si ha:

<i>Az. progetto</i>	N (t)	H_l (t)	H_t (t)	M_l (t*m)	M_t (t*m)
Spinta attiva terreno	0,00	244,90	0,00	-732,26	0,00
Spinta attiva sovraccarico	0,00	60,67	0,00	-272,12	0,00
Sisma long. orizzontale	0,00	9,57	0,00	-57,21	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 l'eccentricità longitudinale:

N_{muro} (t)	e_{l,muro} (m)	N_{paragh} (t)	e_{l,paragh} (m)
304,20	0,00	23,12	0,60

In caso di sisma longitudinale, ricordando che risulta

S	C	K_h	K_v
4	0,02	0,0346	0,0480

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

H_l (t)	e_v (t)
11,31	3,57

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>	N (t)	H_l (t)	H_t (t)	M_l (t*m)	M_t (t*m)
Peso proprio muro front.	304,20	0,00	0,00	0,00	0,00
Peso proprio paraghiaia	23,12	0,00	0,00	13,87	0,00
Sisma long. orizzontale	0,00	11,31	0,00	-40,35	0,00
Sisma vert. + Incr. peso	15,71	0,00	0,00	0,67	0,00
Sisma vert. - Decr. peso	-15,71	0,00	0,00	-0,67	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 spiccatto del muro frontale, si ha:

		AZIONI TOTALI rispetto al baricentro muro					
		N (t)	H_l (t)	H_t (t)	M_l (t*m)	M_t (t*m)	
	COMB.						
	1	687,92	316,39	8,24	-1132,94	-	Cond. Norm. Eserc.
	2	875,10	316,39	11,84	-1170,38	-	
	3	839,69	316,39	11,84	-1163,30	-	
<i>Perm.</i>	6,7	687,92	244,90	0,00	-790,51	-	Sisma Long.
<i>Vert. +</i>	6	33,02	0,00	0,00	-2,80	-	
<i>Vert. -</i>	7	-33,02	0,00	0,00	2,80	-	
<i>Orizz.</i>	6,7	0,00	20,88	0,00	-97,56	-	

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 α ha il segno delle sollecitazioni e $\beta=2$ se le stesse hanno lo stesso segno.

Per metro lineare di muro frontale si ottiene:

		AZIONI TOTALI rispetto al baricentro muro (a ml)					
		N	H _l	H _t	M _l	M _t	
		(t/m)	(t/m)	(t/m)	(t*m/m)	(t*m/m)	
COMB.							
	1	55,12	25,35	0,66	-90,78	-	Cond.
	2	70,12	25,35	0,95	-93,78	-	Norm.
	3	67,28	25,35	0,95	-93,21	-	Eserc.
Vert. +	6	57,77	21,30	0,00	-71,16	-	Sisma
Vert. -	7	52,48	21,30	0,00	-70,94	-	Long.

Per la verifica del muro frontale si trascura il contributo irrigidente dei muri di risvolto; è così possibile considerare il muro stesso come una trave incastrata, e verificarlo di conseguenza.

VERIFICHE DEGLI ELEMENTI DELLA SPALLA

VERIFICA MURO FRONTALE

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

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 ²
Area armatura compressa	15,70	cm ²

Si ricorda che risulta

Tensione ammissibile cls	110	kg/cm ²
Tensione ammissibile acciaio	2.600	kg/cm ²

Combinazione 1

Momento flettente	-90,78	t*m
Sforzo normale	55,12	t

Sezione parzializzata

Dist. asse neutro da lembo compresso	41,40	cm
Tensione max cls	43,04	kg/cm ²
Tensione armatura tesa	1.615,20	kg/cm ²
Tensione armatura compressa	-567,59	kg/cm ²

Combinazione 2

Momento flettente	-93,78	t*m
Sforzo normale	70,12	t

Sezione parzializzata

Dist. asse neutro da lembo compresso	45,10	cm
Tensione max cls	44,31	kg/cm ²
Tensione armatura tesa	1.472,24	kg/cm ²
Tensione armatura compressa	-591,00	kg/cm ²

Combinazione 3

Momento flettente	-93,21	t*m
Sforzo normale	67,28	t

Sezione parzializzata

Dist. asse neutro da lembo compresso	44,39	cm
Tensione max cls	44,09	kg/cm ²
Tensione armatura tesa	1.498,61	kg/cm ²
Tensione armatura compressa	-586,81	kg/cm ²

Combinazione 6

Momento flettente	-71,16	t*m
Sforzo normale	57,77	t

Sezione parzializzata

Dist. asse neutro da lembo compresso	46,91	cm
Tensione max cls	33,53	kg/cm ²
Tensione armatura tesa	1.051,63	kg/cm ²
Tensione armatura compressa	-449,30	kg/cm ²

Combinazione 7

Momento flettente	-70,94	t*m
Sforzo normale	52,48	t

Sezione parzializzata

Dist. asse neutro da lembo compresso	44,88	cm
Tensione max cls	33,53	kg/cm ²
Tensione armatura tesa	1.121,80	kg/cm ²
Tensione armatura compressa	-446,90	kg/cm ²

Riassumendo per le varie combinazioni si ha

	1	2	3	6	7
y_n	41,4	45,1	44,4	46,9	44,9
$\sigma_{c,max}$	43,0	44,3	44,1	33,5	33,5
$\sigma_{a,t}$	1.615,2	1.472,2	1.498,6	1.051,6	1.121,8
$\sigma_{a,c}$	-567,6	-591,0	-586,8	-449,3	-446,9

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 per la condizione di esercizio, sicuramente più gravosa per il paraghiaia della condizione sismica, visto il tipo di appoggi adottati per la spalla (spalla mobile).

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 frena 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)
12,48	2,47	18,57	16,71	0,82	1,24

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

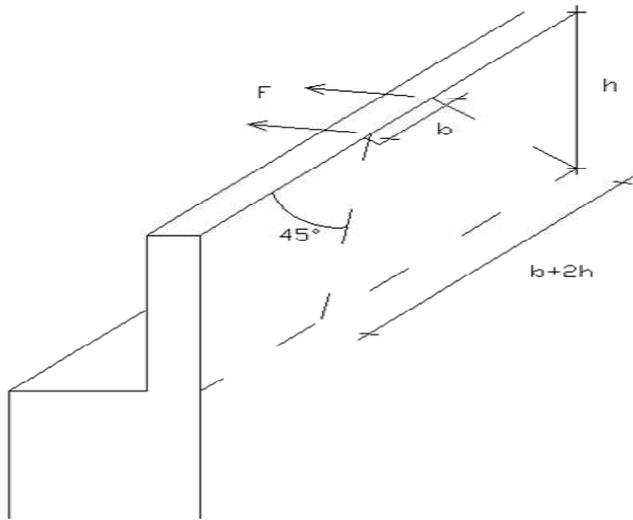
$S_{a,t}$ (t/m)	$S_{a,s}$ (t/m)	$e_{sa,t}$ (m)	$e_{sa,s}$ (m)	M_{I1} (t*m/m)
1,49	1,34	0,82	1,24	-2,88

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:

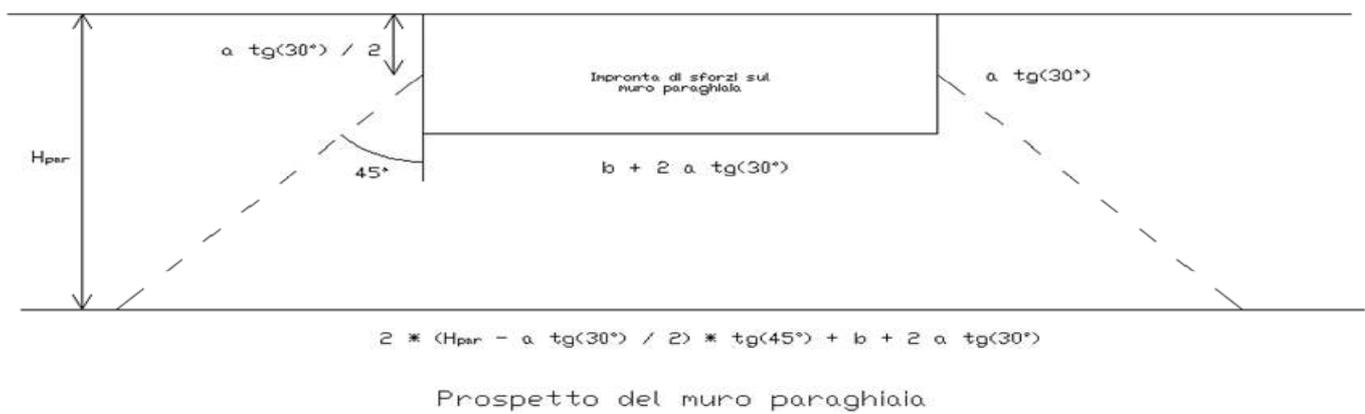
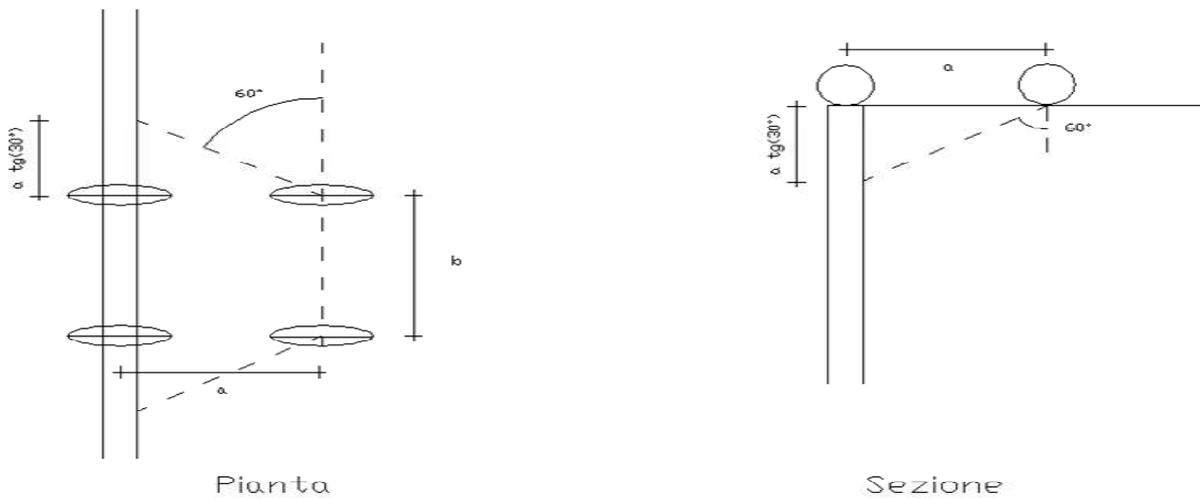
$$H_{par} = 2,47 \quad m \qquad F = 4,00 \quad t \qquad b = 2,00 \quad m$$

$$M_{I2} = (F * H_{par}) / (b + 2 * H_{par}) = -1,42 \quad t*m/m$$



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 $a \cdot \text{tg}(30^\circ)=0,8655$ m e larga $b+2 \cdot a \cdot \text{tg}(30^\circ)=2,00+2 \cdot 1,5 \cdot \text{tg}(30^\circ)=3,732$ m. A sua volta tale impronta di sforzi si diffonde a 45° nel muro paraghiaia, per cui si trova una impronta alla base del muro pari a

$$L_{\text{impronta}}=2 \cdot (H_{\text{par}}-0,8655/2) \cdot \text{tg}(45^\circ)+3,732= 7,81 \quad \text{m}$$



Si trova dunque per l'asse che frena sul rilevato a 1,5 m dal paraghiaia un momento M_1 per unità di lunghezza del muro, rispetto alla base dello stesso, pari a:

$$M_{13} = F \cdot (H_{par} - 0,8655/2) / L_{impronta} = -1,04 \quad t \cdot m/m$$

In totale per il momento longitudinale M_1 si ha, con $B_{l,p}$ larghezza del muro paraghiaia:

$$M_1 = M_{11} + M_{12} + M_{13} = -5,35 \quad t \cdot m/m$$

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 $b+2 \cdot H_{par}$

N= 4,73 t/m

Segue la verifica a pressoflessione:

Altezza totale della sezione	30,00	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 ²
Area armatura compressa	15,70	cm ²

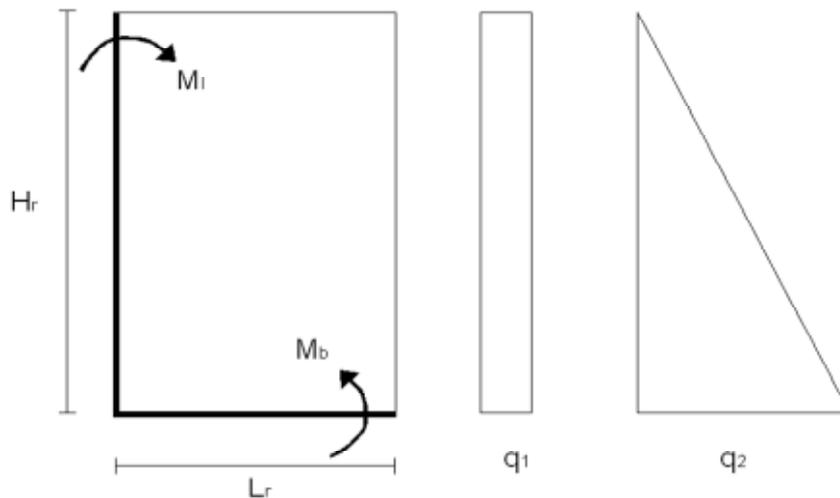
Sezione parzializzata		
Dist. asse neutro da lembo compresso	8,70	cm
Tensione max cls	50,07	kg/cm ²
Tensione armatura tesa	1.406,09	kg/cm ²
Tensione armatura compressa	-319,63	kg/cm ²

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:

$$\begin{aligned}q_1 &= q_s * K_a = 0,54 \quad \text{t/m}^2 \\ q_2 &= \gamma_t * K_a * H_r = 4,38 \quad \text{t/m}^2\end{aligned}$$



Per il calcolo dei momenti flettenti, si adottano le tabelle contenute nel Bares.

Quale coefficiente dimensionale si ha:

$$\gamma = L_r / H_r = 0,446$$

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 :

$$\begin{aligned}M_b &= -20,01 \quad \text{t*m/m} \\ N_b &= 16,8188 \quad \text{t/m}\end{aligned}$$

Segue la verifica a pressoflessione della sezione

Altezza totale della sezione	75,00	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 ²
Area armatura compressa	10,05	cm ²

Sezione parzializzata

Dist. asse neutro da lembo compresso	19,23	cm
Tensione max cls	37,24	kg/cm ²
Tensione armatura tesa	1.474,68	kg/cm ²
Tensione armatura compressa	-413,43	kg/cm ²

Si ricorda che risulta

Tensione ammissibile cls	110	kg/cm ²
Tensione ammissibile acciaio	2.600	kg/cm ²

Per il momento M_1 orizzontale si ottiene nella sezione di incastro con il muro frontale il valore max:

$$M_1 = -13,70 \text{ t*m/m}$$

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 ² /m)	A_f^{compr} (cm ² /m)
	-13,70	75,00	5	5	15	15,7	10,05

Risultati	y_n (cm)	σ_c (kg/cm ²)	$\sigma_{c,amm}$ (kg/cm ²)	σ_{at} (kg/cm ²)	σ_{ac} (kg/cm ²)	$\sigma_{a,amm}$ (kg/cm ²)
	15,103	24,6	110,0	1.343,3	-247,2	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

σ_c = tensione massima nel calcestruzzo

$\sigma_{c,amm}$ = tensione ammissibile nel calcestruzzo

$R_{ck} = 350 \text{ kg/cm}^2$

σ_{at} = tensione nell'armatura tesa

σ_{ac} = tensione nell'armatura compressa

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

VERIFICA PLATEA DI FONDAZIONE

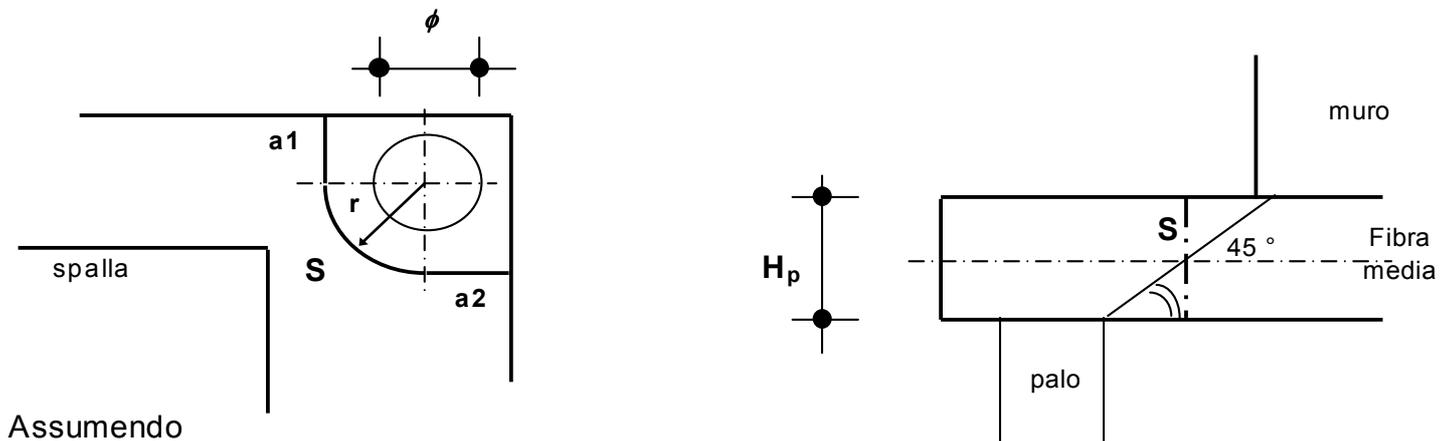
VERIFICA A PUNZONAMENTO

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):

$$\text{Reazione max palo d'angolo: } N_{p,\max} = 365,8 \text{ t}$$

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:



$$\begin{aligned} a1 &= 0,95 \text{ m} \\ a2 &= 0,95 \text{ m} \\ r &= 1,60 \text{ m} \end{aligned}$$

si ha:

$$S = H_p \cdot (a1 + \pi \cdot r/2 + a2) = 8,83 \text{ m}^2$$

La tensione tangenziale τ_{cls} nel calcestruzzo è poi pari a

$$\tau_{cls} = N_{p,\max} / S = 4,14 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\begin{aligned} R_{ck} \text{ fondazione} &= 300 \text{ kg/cm}^2 \\ \tau_{c0} &= 6,00 \text{ kg/cm}^2 \\ \tau_{c1} &= 18,29 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

VERIFICA DELLA PLATEA DAVANTI AL MURO DI FONDAZIONE

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

$$S_p = 1,80 \text{ m}$$

La verifica viene effettuata considerando il momento esercitato dall'azione N del palo anteriore più sollecitato rispetto al muro frontale:

$$N = 365,84 \text{ t}$$

Tale forza ha una eccentricità rispetto al filo anteriore del muro frontale pari a:

$$e = 0,85 \text{ m}$$

Operando poi una diffusione all'interno della platea a 45° dello sforzo normale N si ottiene una larghezza collaborante pari a:

$$b_{\text{collab.}} = 2,9 \text{ m}$$

Il momento flettente di verifica M_{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:

$$M_{\text{ver}} = N \cdot e / b_{\text{collab.}} - \gamma_{\text{cls}} \cdot H_p \cdot S_p^2 / 2 = 99,13 \text{ t}\cdot\text{m}/\text{m}$$

Segue la verifica a flessione semplice della sezione

Dati di calcolo	M_{ver} (t*m/m)	H_p (cm)	c^{tesa} (cm)	c^{compr} (cm)	Coeff. omogen	A_f^{tesa} (cm ² /m)	A_f^{compr} (cm ² /m)
	99,13	200	5	5	15	26,55	26,55

Risultati	y_n (cm)	σ_c (kg/cm ²)	$\sigma_{c,amm}$ (kg/cm ²)	σ_{at} (kg/cm ²)	σ_{ac} (kg/cm ²)	$\sigma_{a,amm}$ (kg/cm ²)
	32,734	27,1	97,5	2.017,1	-344,8	2.600,0

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

σ_c = tensione massima nel calcestruzzo

$\sigma_{c,amm}$ = tensione ammissibile nel calcestruzzo $R_{ck} = 300 \text{ kg/cm}^2$

σ_{at} = tensione nell'armatura tesa

σ_{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)

$$T = N^{rid} / b_{collab.} - \gamma_{cls} * H_p * S_p = 18,49 \text{ t/m}$$

da cui:

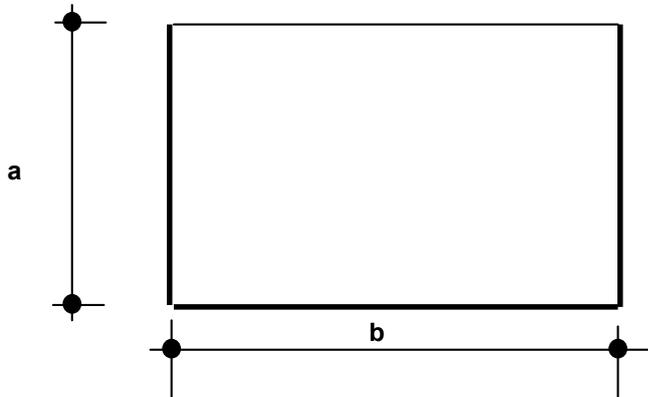
$$\tau_{cls} = T/A = 1,1 \text{ kg/cm}^2$$

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

R_{ck} fondazione =	300	kg/cm^2	
τ_{c0} =	6,00	kg/cm^2	14,9
τ_{c1} =	18,29	kg/cm^2	

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

$$a = 4,00 \text{ m}$$

$$b = 12,70 \text{ m}$$

Pali con effetto flettente rispetto alla platea di fondazione: 6-7

Distanza della fila di pali dal bordo della platea: $d = 0,95 \text{ m}$

Interasse pali in direzione trasversale: $i = 3,60 \text{ m}$

Visto il ridotto rapporto a/b delle dimensioni della parte posteriore della platea di fondazione

$$a/b = 0,31$$

è possibile trascurare, ai fini del calcolo del momento d'incastro con il muro frontale della zona centrale della platea (la più sollecitata), l'effetto piastra dovuto all'incastro della platea con i due muri di risvolto. La verifica viene dunque svolta considerando la parte centrale della platea dietro il muro di fondazione come una mensola incastrata e caricata dal peso del terreno, del sovraccarico e dal peso proprio della platea verso il basso e dalla reazione del palo centrale della fila posteriore di pali verso l'alto.

Per il terreno portato si ha :

$$q_{\text{terreno}} = \gamma_t * (H_m + H_{\text{par}}) = 16,15 \text{ t/m}^2$$

Per il sovraccarico q_s sul terreno risulta:

$$q_s = 2,00 \text{ t/m}^2$$

Per il carico q_{platea} della platea risulta infine, con H_p spessore della platea:

$$q_{\text{platea}} = \gamma_{\text{cls}} * H_p = 5,00 \text{ t/m}^2$$

Condizione di esercizio

Il terreno portato, il sovraccarico e la zattera forniscono un momento d'incastro con il muro frontale pari a

$$M=(q_{\text{terreno}}+q_s+q_{\text{platea}})*a^2/2= 185,17 \text{ t*m/m}$$

Si considerano le verifiche sia con il massimo che con il minimo carico verticale sul palo centrale:

a) - Max. carico verticale sul palo centrale

Per la reazione del palo si ha:

$$N_{\text{palo}} = 237,59 \text{ t}$$

che fornisce un momento all'incastro con il muro frontale pari a

$$M_{\text{palo}}=N_{\text{palo}}*(a-d)/i= -201,29 \text{ t*m/m}$$

Il momento flettente di verifica all'incastro con il muro frontale è dunque pari a:

$$M_{\text{ver}}=M+M_{\text{palo}}= -16,12 \text{ t*m/m}$$

b) - Min. carico verticale sul palo centrale

Per la reazione del palo si ha:

$$N_{\text{palo}} = 199,78 \text{ t}$$

che fornisce un momento all'incastro con il muro frontale pari a

$$M_{\text{palo}}=N_{\text{palo}}*(a-d)/i= -169,26 \text{ t*m/m}$$

Il momento flettente di verifica all'incastro con il muro frontale è dunque pari a:

$$M_{\text{ver}}=M+M_{\text{palo}}= 15,91 \text{ t*m/m}$$

Condizione sismica

Nella condizione sismica non si considera il sovraccarico del terreno.

Il terreno portato e la zattera forniscono un momento d'incastro con il muro frontale pari a:

$$M=(q_{\text{terreno}}+q_{\text{platea}})*a^2/2= 169,17 \text{ t*m/m}$$

Si considerano le verifiche sia con il massimo che con il minimo carico verticale sul palo centrale:

a) - Max. carico verticale sul palo centrale

Per la reazione del palo si ha:

$$N_{\text{palo}} = 214,58 \text{ t}$$

che fornisce un momento all'incastro con il muro frontale pari a

$$M_{\text{palo}} = N_{\text{palo}} \cdot (a-d)/i = -181,8 \text{ t*m/m}$$

Il momento flettente di verifica all'incastro con il muro frontale è dunque pari a:

$$M_{\text{ver}} = M + M_{\text{palo}} = -12,63 \text{ t*m/m}$$

b) - Min. carico verticale sul palo centrale

Per la reazione del palo si ha:

$$N_{\text{palo}} = 189,09 \text{ t}$$

che fornisce un momento all'incastro con il muro frontale pari a

$$M_{\text{palo}} = N_{\text{palo}} \cdot (a-d)/i = -160,2 \text{ t*m/m}$$

Il momento flettente di verifica all'incastro con il muro frontale è dunque pari a:

$$M_{\text{ver}} = M + M_{\text{palo}} = 8,97 \text{ t*m/m}$$

La verifica a flessione semplice della sezione d'incastro con il muro frontale va fatta nei riguardi sia del massimo che del minimo momento di verifica (momento positivo se tende le fibre superiori):

$$M_{\text{ver,max}} = 15,91 \text{ t*m/m}$$

$$M_{\text{ver,min}} = -16,12 \text{ t*m/m}$$

Segue il calcolo dell'armatura di verifica:

coeff. omogeneizzazione = 15

Dati di calcolo	Verifica	M_{ver} (t*m/m)	H_p (cm)	c^{tesa} (cm)	c^{compr} (cm)	A_f^{tesa} (cm ² /m)	A_f^{compr} (cm ² /m)
	1		15,91	200	5	5	26,55
2		-16,12	200	5	5	26,55	26,55

Risultati	Verifica	y_n (cm)	σ_c (kg/cm ²)	$\sigma_{c,amm}$ (kg/cm ²)	σ_{at} (kg/cm ²)	σ_{ac} (kg/cm ²)	$\sigma_{a,amm}$ (kg/cm ²)
	1		32,734	4,4	97,5	323,7	-55,3
2		32,734	4,4	97,5	328,0	-56,1	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

σ_c = tensione massima nel calcestruzzo

$\sigma_{c,amm}$ = tensione ammissibile nel calcestruzzo

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

σ_{at} = tensione nell'armatura tesa

σ_{ac} = tensione nell'armatura compressa

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

CALCOLO SPALLA 2 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	12,48	4,40

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)
0,30	12,48	2,47

Muri di risvolto

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

Elem.	Spt_r (m)	$Pend._r$ %	L_r (m)	H_r (m)
Dx	0,75	0,000	3,60	6,87
SX	0,75	0,000	3,60	6,87

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)
6,90	12,70	2,00	1,80

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

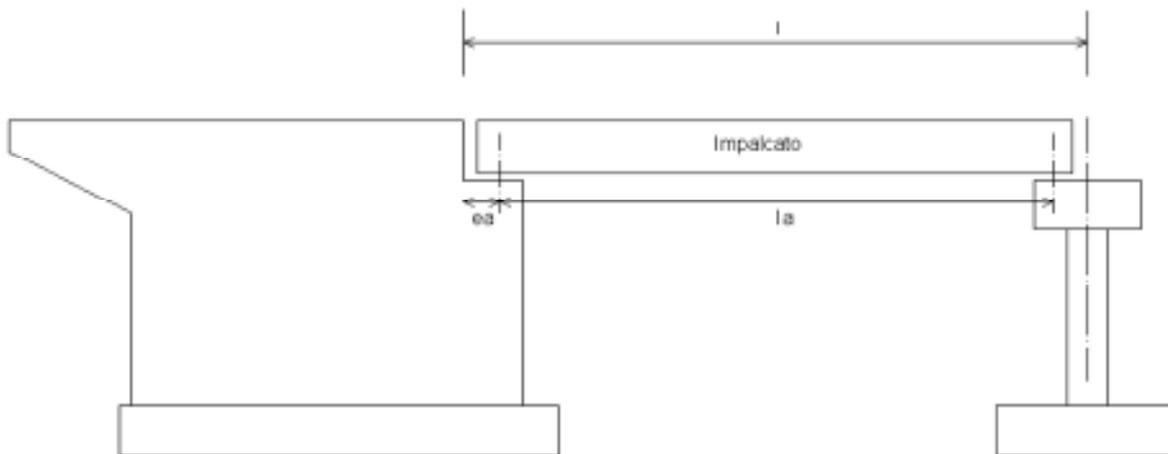
Le azioni verranno nel seguito distinte tra azioni trasmesse dall'impalcato agli appoggi (e quindi agenti a quota appoggi e sull'asse di questi), azioni trasmesse alla spalla dal terreno retrostante il muro della stessa (riportate al filo anteriore e inferiore della platea di fondazione) e azioni derivanti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

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

Interasse pila - spalla (lunghezza campata)	l =	30,65	(m)
Interasse appoggi campata	la =	29,00	(m)
Eccentricità longitudinale asse appoggi	ea =	0,650	(m)
n° impalcati collegati	na =	4	



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 in esame, come risulta dai calcoli svolti nella specifica relazione per l' impalcato, risulta essere pari a circa :

$$N_{imp} = 721,2 \quad t$$

Il peso proprio dell'impalcato gravante sull'appoggio della spalla risulta pari a metà del peso dell'impalcato

$$N_{app} = 360,6 \quad t$$

CARICHI ACCIDENTALI

Si analizza per prima cosa la disposizione longitudinale dei carichi accidentali, poi la disposizione trasversale

Disposizione longitudinale dei carichi accidentali

Carichi concentrati $q_{1,a}$

Si indica con P il carico concentrato (dovuto all'asse di un automezzo) e con d la sua distanza dal filo paraghiaia.

Sia T_{app} il carico gravante sull'appoggio derivante dal carico P . Risulta

P (t)	d (m)	$K_{t,app}$	T_{app} (t)
20	0,20	1,0155	20,31
20	1,70	0,9638	19,28
20	3,20	0,9121	18,24

avendo indicato con $k_{t,app}$ la quota parte del carico esterno che grava sull' appoggio in esame.

Carico distribuito uniforme $q_{1,b}$

Si indica con q il carico distribuito e con d_i e d_f rispettivamente le distanze di inizio e fine dal filo paraghiaia del carico distribuito.

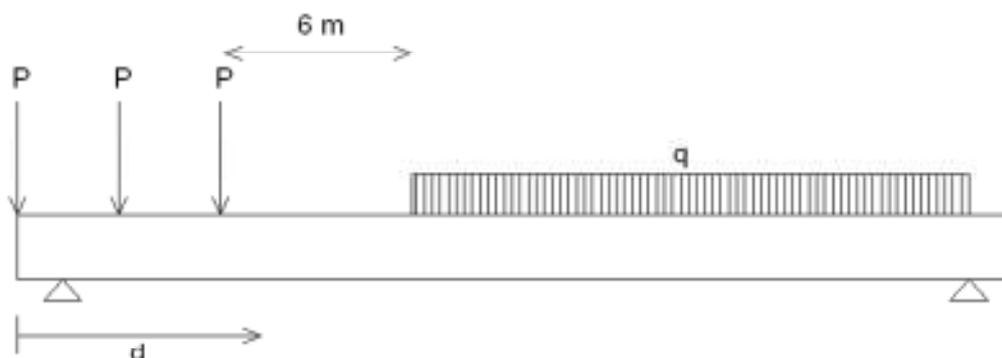
Sia T_{app} il carico gravante sull'appoggio derivante dal carico risultante P_{tot} , calcolato trascurando al fine di massimizzare il carico la parte di carico distribuito gravante oltre l'asse dell'appoggio impalcato. Risulta

q (t/m)	d_i (m)	d_f (m)	P_{tot} (t)	$K_{t,app}$	T_{app} (t)
3,00	9,20	29,65	61,35	0,3526	21,63

avendo indicato con $k_{t,app}$ la quota parte del carico esterno che grava sull' appoggio in esame.

In totale si ottiene per il carico gravante sull'appoggio, dovuto alla somma del carico concentrato $q_{1,a}$ e distribuito $q_{1,b}$, ovvero il carico dovuto agli automezzi

$$T_{app_automezzi} = 79,46 \quad t$$



Carico distribuito q_f dovuto alla folla sul marciapiede

Si ha infine il carico distribuito q_f dovuto alla folla sul marciapiede dell'impalcato.

Si assume:

Larghezza marciapiede sx	0,75	m
Larghezza marciapiede dx	1,23	m
Carico folla a m^2	0,00	t/m^2
Carico folla sx a m $q_{f,sx}$	0,00	t/m
Carico folla dx a m $q_{f,dx}$	0,00	t/m

Il contributo offerto da una colonna di folla sul marciapiede sull'asse appoggi spalla è pari a:

$q_{f,sx}$ (t/m)	$q_{f,dx}$ (t/m)	d_i (m)	d_f (m)	$P_{f,sx}$ (t)	$P_{f,dx}$ (t)	$T_{app_folla,sx}$ (t)	$T_{app_folla,dx}$ (t)
0,00	0,00	0,00	29,65	0,00	0,00	0,000	0,000

Dunque

$$T_{app_folla,sx} = 0,00 \quad \text{t}$$

$$T_{app_folla,dx} = 0,00 \quad \text{t}$$

Si esamina ora il coefficiente dinamico da applicare sugli impalcato in esame. Ricordando l'espressione contenuta nel D.M 4/5/90 si avrà :

$$\phi = 1,40 - ((la-10)/150) = 1,2733$$

con la interasse tra gli appoggi campata pari a 29,00 m

Applicando allora il coefficiente dinamico ai carichi prima calcolati si ha

$$Q_{automezzi} = T_{app_automezzi} * \phi = 101,18 \text{ t}$$

$$Q_{folla,dx} = T_{app_folla,dx} * \phi = 0,00 \text{ t}$$

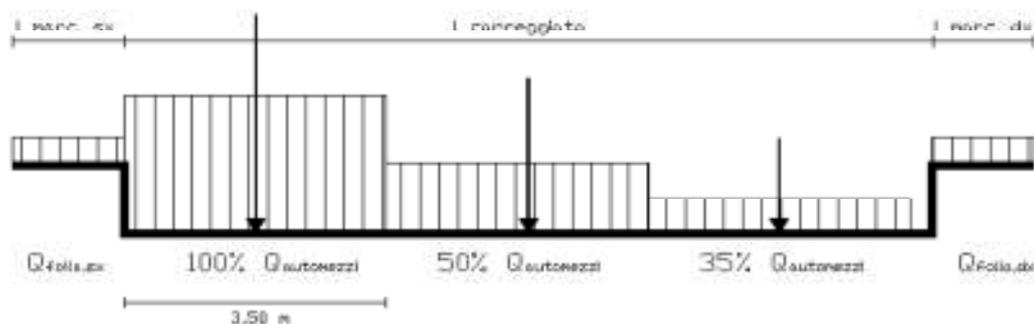
$$Q_{folla,sx} = T_{app_folla,sx} * \phi = 0,00 \text{ t}$$

Disposizione trasversale dei carichi accidentali

Si assume la disposizione riportata nella figura sottostante

Classe strada	I
Larghezza carreggiata	10,50 m
Larghezza marciapiede sx	0,75 m
Larghezza marciapiede dx	1,23 m

Come da D.M. 04/05/1990 si considera come disposizione trasversale dei carichi la seguente geometria:



Le eccentricità trasversali e_t delle differenti colonne di carico che interessano l'opera esaminata, rispetto all'asse del viadotto, saranno pari a:

n ° carico	Tipo carico	e_t (m)
1	$Q_{folla,sx}$	-5,865
2	100% $Q_{automezzi}$	-3,740
3	50% $Q_{automezzi}$	-0,240
4	35% $Q_{automezzi}$	3,260
5	$Q_{folla,dx}$	5,625

In relazione alle diverse percentuali di carico si avranno (tenendo conto del coeff. dinamico):

$Q_{automezzi}$ (t)		
100%	50%	35%
101,18	50,59	35,41

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 con assi da 3 * 20 t in asse appoggi spalla

n ° carico	Tipo carico	N (t)	e _t (m)	M _t (t*m)
1	q _{f,sx}	0,00	-5,865	0,0
2	100% Q _{automezzi}	101,18	-3,740	378,4
3	50% Q _{automezzi}	50,59	-0,240	12,1
4	35% Q _{automezzi}	35,41	3,260	-115,4
5	q _{f,dx}	0,00	5,625	0,0
		187,2		275,1

DISP. 2 Max momento trasversale M_t con assi da 3 * 20 t in asse appoggi spalla

n ° carico	Tipo carico	N (t)	e _t (m)	M _t (t*m)
1	q _{f,sx}	0,00	-5,865	0,0
2	100% Q _{automezzi}	101,18	-3,740	378,4
3	50% Q _{autc} Q _a	50,59	-0,240	12,1
		151,8		390,5

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

Indicando con :

h_{vento} Altezza superficie esposta al vento

$h_{\text{bar,vento}}$ Baricentro azione del vento rispetto a quota appoggi

si ottiene per la forza orizzontale H_t e per il momento trasversale M_t , indicando al solito con l la lunghezza della campata (interasse pila-spalla)

$$H_t = 0,50 \cdot q_{\text{vento}} \cdot l \cdot h_{\text{vento}} \quad (\text{t})$$

$$M_t = H_t \cdot h_{\text{bar,vento}} \quad (\text{t} \cdot \text{m})$$

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

	l (m)	h_{vento} (m)	h_{bar,vento} (m)	H_t (t)	M_t (t*m)
(1) Impalcato scarico	30,65	2,15	1,08	8,24	8,85

	l (m)	h_{vento} (m)	h_{bar,vento} (m)	H_t (t)	M_t (t*m)	
(2) Impalcato carico	Kw=0,6	30,65	5,15	2,58	11,84	30,48
	Kw=0,2	30,65	5,15	2,58	3,95	10,16

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

$$h = 0,00 \quad \text{m}$$

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:

$$\text{lunghezza complessiva campate collegate} \quad 123,3 \quad \text{m}$$

$$H_{f1,a} = 0,10 \cdot (3 \cdot 20 + 3 \cdot (\text{lunghezza compless. campate collegate} - 9)) = 40,29 \quad \text{t}$$

$$H_{f1,b} = 0,20 \cdot (3 \cdot 20 \cdot (1 + 0,5 + 0,35)) = 22,2 \quad \text{t} \quad (3 \text{ colonne di carico})$$

La forza di frenatura H_f è dunque pari a:

$$H_f = 40,29 \quad t$$

e genera un momento longitudinale M_f pari a:

$$M_f = 0 \quad t \cdot m$$

Resistenza parassita dei vincoli

Gli appoggi sono in acciaio e PTFE, ed il coefficiente di attrito assunto è pari a $k_{att} = 0,03$. Partendo allora dal carico permanente totale gravante sugli appoggi mobili delle campate tra loro collegate, si avrà:

$$\Sigma N_{app} = 2.524,20$$

$$H_{vincoli} = \Sigma N_{app} * k_{att} = 75,73 \quad t$$

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

$$h = 0,00 \quad m$$

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

$$M_{attr} = 0 \quad t \cdot m$$

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

CARICHI PERMANENTI

S

grado di sismicità

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

coefficiente di intensità sismica

$$R = 1,00$$

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

$$\varepsilon = 1,20$$

coefficiente di fondazione

$$\beta = 1,20$$

coefficiente di struttura ISOSTATICA

$$I = 1,20$$

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 (t)	$h_{bar,p}$
360,60	1,58

Orizzont.		Vert.
$H_{s,t}$ (t)	$M_{s,t}$ (t*m)	$\Delta N_{s,t}$ (t)
12,46	19,67	17,31

SISMA LONGITUDINALE

Per il sisma longitudinale i carichi permanenti W_h sono pari al peso degli impalcati del viadotto collegati tra loro:

$$W_h = \sum N_{imp}$$

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)	$h_{sism,l}$
2.885	361	0,00

Orizzont.		Vert.
$H_{s,l}$ (t)	$M_{s,l}$ (t*m)	$\Delta N_{s,t}$ (t)
99,70	0,00	17,31

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

Az. progetto	N (t)	H _I (t)	H _t (t)	M _I (t*m)	M _t (t*m)
Permanenti	360,60	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento (1) * 1.0	0,00	0,00	8,24	0,00	8,85
Attrito * 1.00	0,00	75,73	0,00	0,00	0,00
TOT	360,60	75,73	8,24	0,00	8,85

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

Az. progetto	N (t)	H _I (t)	H _t (t)	M _I (t*m)	M _t (t*m)
Permanenti	360,60	0,00	0,00	0,00	0,00
Acc. disp. 1	187,18	0,00	0,00	0,00	275,10
Vento (2) * 0.60	0,00	0,00	11,84	0,00	30,48
Attrito * 1.00	0,00	75,73	0,00	0,00	0,00
TOT	547,78	75,73	11,84	0,00	305,59

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

Az. progetto	N (t)	H _I (t)	H _t (t)	M _I (t*m)	M _t (t*m)
Permanenti	360,60	0,00	0,00	0,00	0,00
Acc. disp. 2	151,77	0,00	0,00	0,00	390,55
Vento (2) * 0.60	0,00	0,00	11,84	0,00	30,48
Attrito * 1.00	0,00	75,73	0,00	0,00	0,00
TOT	512,37	75,73	11,84	0,00	421,03

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

Az. progetto	N (t)	H_l (t)	H_t (t)	M_l (t*m)	M_t (t*m)
Permanenti	360,60	0,00	0,00	0,00	0,00
Acc. disp. 1	187,18	0,00	0,00	0,00	275,10
Fren. * 1.00	0,00	40,29	0,00	0,00	0,00
Vento (2) * 0.20	0,00	0,00	3,95	0,00	10,16
Attrito * 1.00	0,00	75,73	0,00	0,00	0,00
TOT	547,78	116,02	3,95	0,00	285,26

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

Az. progetto	N (t)	H_l (t)	H_t (t)	M_l (t*m)	M_t (t*m)
Permanenti	360,60	0,00	0,00	0,00	0,00
Acc. disp. 2	151,77	0,00	0,00	0,00	390,55
Fren. * 1.00	0,00	40,29	0,00	0,00	0,00
Vento (2) * 0.20	0,00	0,00	3,95	0,00	10,16
Attrito * 1.00	0,00	75,73	0,00	0,00	0,00
TOT	512,37	116,02	3,95	0,00	400,71

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

Az. progetto	N (t)	H_l (t)	H_t (t)	M_l (t*m)	M_t (t*m)
Permanenti	360,60	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma orizz. trasv.	0,00	0,00	12,46	0,00	19,67
Sisma vert. +	17,31	0,00	0,00	0,00	0,00
TOT	377,91	0,00	12,46	0,00	19,67

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

Az. progetto	N (t)	H_l (t)	H_t (t)	M_l (t*m)	M_t (t*m)
Permanenti	360,60	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma orizz. trasv.	0,00	0,00	12,46	0,00	19,67
Sisma vert. -	-17,31	0,00	0,00	0,00	0,00
TOT	343,29	0,00	12,46	0,00	19,67

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

Az. progetto	N (t)	H_l (t)	H_t (t)	M_l (t*m)	M_t (t*m)
Permanenti	360,60	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma orizz. long.	0,00	99,70	0,00	0,00	0,00
Sisma vert. +	17,31	0,00	0,00	0,00	0,00
<i>TOT</i>	377,91	99,70	0,00	0,00	0,00

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

Az. progetto	N (t)	H_l (t)	H_t (t)	M_l (t*m)	M_t (t*m)
Permanenti	360,60	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma orizz. long.	0,00	99,70	0,00	0,00	0,00
Sisma vert. -	-17,31	0,00	0,00	0,00	0,00
<i>TOT</i>	343,29	99,7	0,00	0,0	0,00

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.

SPALLA FISSA	
<i>L camp.</i> : m	30,65
<i>Int. app.</i> : m	29,00

AZIONI A QUOTA APPOGGI IMPALCATO						
COMB.	N (t)	H _l (t)	H _t (t)	M _l (t*m)	M _t (t*m)	
1	360,60	75,73	8,24	0,00	8,85	Cond. Norm. Eserc.
2	547,78	75,73	11,84	0,00	305,59	
3	512,37	75,73	11,84	0,00	421,03	
4	547,78	116,02	3,95	0,00	285,26	
5	512,37	116,02	3,95	0,00	400,71	

<i>Perm.</i>	6,7	360,60	0,00	0,00	0,00	0,00	Sisma Trasv.
<i>Vert. +</i>	6	17,31	0,00	0,00	0,00	0,00	
<i>Vert. -</i>	7	-17,31	0,00	0,00	0,00	0,00	
<i>Orizz.</i>	6,7	0,00	0,00	12,46	0,00	19,67	
<i>Perm.</i>	8,9	360,60	0,00	0,00	0,00	0,00	Sisma Long.
<i>Vert. +</i>	8	17,31	0,00	0,00	0,00	0,00	
<i>Vert. -</i>	9	-17,31	0,00	0,00	0,00	0,00	
<i>Orizz.</i>	8,9	0,00	99,70	0,00	0,00	0,00	

AZIONI TRASMESSE DAL TERRENO IN CONDIZIONI NORMALI

Per il calcolo delle azioni trasmesse dal terreno si assume un peso specifico del terreno γ_t e un angolo di attrito interno ϕ' pari a:

$$\gamma_t = 1,80 \quad \text{t/m}^3 \qquad \phi' = 35^\circ$$

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:

$$q_s = 2,00 \quad \text{t/m}^2$$

AZIONI VERTICALI

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

Ricordando che si indica con B_{lp} la larghezza longitudinale (secondo l'asse viario) della platea, con B_{tp} la sua larghezza trasversale, con S_p la sporgenza della platea oltre il muro frontale, con $B_{lm,sup}$ lo spessore del muro frontale e con H_{m+par} l'altezza del muro frontale+paraghiaia, con $Pend._m$ l'inclinazione della parete posteriore del muro frontale, con Spt_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)	$Spt_r dx$ (m)	$Pend_r dx$ %	$Spt_r sx$ (m)
6,90	12,70	1,80	1,50	0	6,87	0,75	0	0,75

$Pend_r sx$ %	$H_r dx$ (m)	$H_r sx$ (m)
0	6,87	6,87

Q_t (t)	Q_s (t)	e_{Qt} (m)	e_{Qs} (m)
498,60	80,64	5,10	5,10

AZIONI ORIZZONTALI

Le azioni trasmesse dal terreno alla spalla sono la spinta attiva del terreno a tergo della spalla dovuta al peso del terreno γ_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)
12,70	2,00	6,87	243,70	61,05	2,96	4,44

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

Az. progetto

	N (t)	H_l (t)	H_t (t)	M_l (t*m)	M_t (t*m)
Terreno sopra platea	579,24	0,00	0,00	2.954,11	0
Spinta della terra	0,00	243,70	0,00	-720,53	0,00
Spinta per carico acc.	0,00	61,05	0,00	-270,77	0,00
<i>TOT</i>	579,24	304,75	0,00	1.962,81	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

$$K_{a,s \text{ orizzontale}} = k_{a,s} * \cos(\theta) = 0,2816$$

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)
12,70	2,00	4,40	2,47

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)
9,52	5,91	-56,29	17,23	5,44	-93,65	23,93

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)
17,23	5,44	93,65	23,93

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

<i>Az. progetto</i>	N (t)	H_l (t)	H_t (t)	M_l (t*m)	M_t (t*m)
Peso terreno sopra platea	498,60	0,00	0,00	2.954,11	0,00
Spinta attiva terreno	0,00	304,75	0,00	-991,30	0,00
Sisma long. orizzontale	0,00	26,75	0,00	-149,95	0,00
Sisma trasv. orizzontale	0,00	0,00	17,23	0,00	93,65
Sisma vert. + Incr. peso	23,93	0,00	0,00	122,06	0,00
Sisma vert. +Decr. peso	-23,93	0,00	0,00	-122,06	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_{I,N} (m)	e_{t,N} (m)	e_{v,N} (m)
Muro frontale	205,92	2,55	0,00	4,20
Paraghiaia	23,12	3,15	0,00	7,64
	229,04	2,61	0,00	4,55
Muro di risvolto dx	46,37	5,10	5,98	5,44
Muro di risvolto sx	46,37	5,10	-5,98	5,44
	92,75	5,10	0,00	5,44
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	438,15	3,45	0,00	1,00
<i>tot</i>	759,93	3,40	0,00	2,61

Riassumendo

<i>Az. progetto</i>	N (t)	H_I (t)	H_t (t)	M_I (t*m)	M_t (t*m)
Peso proprio	759,93	0,00	0,00	2.582,54	0,00

AZIONI DOVUTE AL PESO PROPRIO IN CONDIZIONI DI SISMA

Si ricorda che risulta:

S	C	K_h	K_v
4	0,02	0,0346	0,0480

SISMA LONGITUDINALE

Risulta

	H_l (t)	e_{v,N} (m)	M_l (t*m)
Muro frontale	7,12	4,20	-29,89
Paraghiaia	0,80	7,64	-6,10
Muro di risvolto dx	1,60	5,44	-8,71
Muro di risvolto sx	1,60	5,44	-8,71
Orecchia dx	0,00	0,00	0,00
Orecchia sx	0,00	0,00	0,00
Platea di fondazione	15,14	1,00	-15,14
<i>TOT</i>	26,26		-68,55

SISMA TRASVERSALE

Risulta

	H_t (t)	e_{v,N} (m)	M_t (t*m)
Muro frontale	7,12	4,20	29,89
Paraghiaia	0,80	7,64	6,10
Muro di risvolto dx	1,60	5,44	8,71
Muro di risvolto sx	1,60	5,44	8,71
Orecchia dx	0,00	0,00	0,00
Orecchia sx	0,00	0,00	0,00
Platea di fondazione	15,14	1,00	15,14
<i>TOT</i>	26,26		68,55

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

	N (t)	H_l (t)	H_t (t)	M_l (t*m)	M_t (t*m)
Peso proprio spalla	759,93	0,00	0,00	2.582,54	0,00
Sisma long. orizzontale	0,00	26,26	0,00	-68,55	0,00
Sisma trasv. orizzontale	0,00	0,00	26,26	0,00	68,55
Sisma vert. + Incr. peso	36,48	0,00	0,00	123,96	0,00
Sisma vert. - Decr. peso	-36,48	0,00	0,00	-123,96	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.

$$e_l = -2,35 \quad \text{m}$$

$$e_t = 0,00 \quad \text{m}$$

$$e_v = -6,40 \quad \text{m}$$

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

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

(momenti positivi se antiorari)

COMB.	Azioni impalcato rispetto filo anteriore inf. platea					
	N (t)	H _l (t)	H _t (t)	M _l (t*m)	M _t (t*m)	
1	360,60	75,73	8,24	362,76	61,57	Cond. Norm. Eserc.
2	547,78	75,73	11,84	802,63	381,35	
3	512,37	75,73	11,84	719,41	496,80	
4	547,78	116,02	3,95	544,78	310,52	
5	512,37	116,02	3,95	461,56	425,96	

Perm.	6,7	360,60	0,00	0,00	847,41	0,00	Sisma Trasv.
Vert. +	6	17,31	0,00	0,00	40,68	0,00	
Vert. -	7	-17,31	0,00	0,00	-40,68	0,00	
Orizz.	6,7	0,00	0,00	12,46	0,00	99,43	
Perm.	8,9	360,60	0,00	0,00	847,41	0,00	Sisma Long.
Vert. +	8	17,31	0,00	0,00	40,68	0,00	
Vert. -	9	-17,31	0,00	0,00	-40,68	0,00	
Orizz.	8,9	0,00	99,70	0,00	-638,07	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						Cond. Norm. Eserc.
COMB.	N (t)	H_l (t)	H_t (t)	M_l (t*m)	M_t (t*m)	
1	1.699,77	380,47	8,24	4.908,11	61,57	
2	1.886,95	380,47	11,84	5.347,98	381,35	
3	1.851,54	380,47	11,84	5.264,76	496,80	
4	1.886,95	420,76	3,95	5.090,13	310,52	
5	1.851,54	420,76	3,95	5.006,91	425,96	

<i>Perm.</i>	6,7	1.619,13	243,70	0,00	5.392,76	0,00	Sisma Trasv.
<i>Vert. +</i>	6	77,72	0,00	0,00	286,69	0,00	
<i>Vert. -</i>	7	-77,72	0,00	0,00	-286,69	0,00	
<i>Orizz.</i>	6,7	0,00	0,00	55,96	0,00	261,64	
<i>Perm.</i>	8,9	1.619,13	243,70	0,00	5.392,76	0,00	Sisma Long.
<i>Vert. +</i>	8	77,72	0,00	0,00	286,69	0,00	
<i>Vert. -</i>	9	-77,72	0,00	0,00	-286,69	0,00	
<i>Orizz.</i>	8,9	0,00	152,71	0,00	-856,57	0,00	

VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE DELLA SPALLA

VERIFICA DELLA FONDAZIONE SU PALI

Numero totale dei pali $N_p = 8$

Dimensioni platea di fondazione (m)

X	Y	Z
6,90	12,70	2,00

Area fondazione $87,63 \text{ m}^2$

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

X	Y
0,00	0,00

Baricentro palificata

X_G	Y_G
0,00	0,00

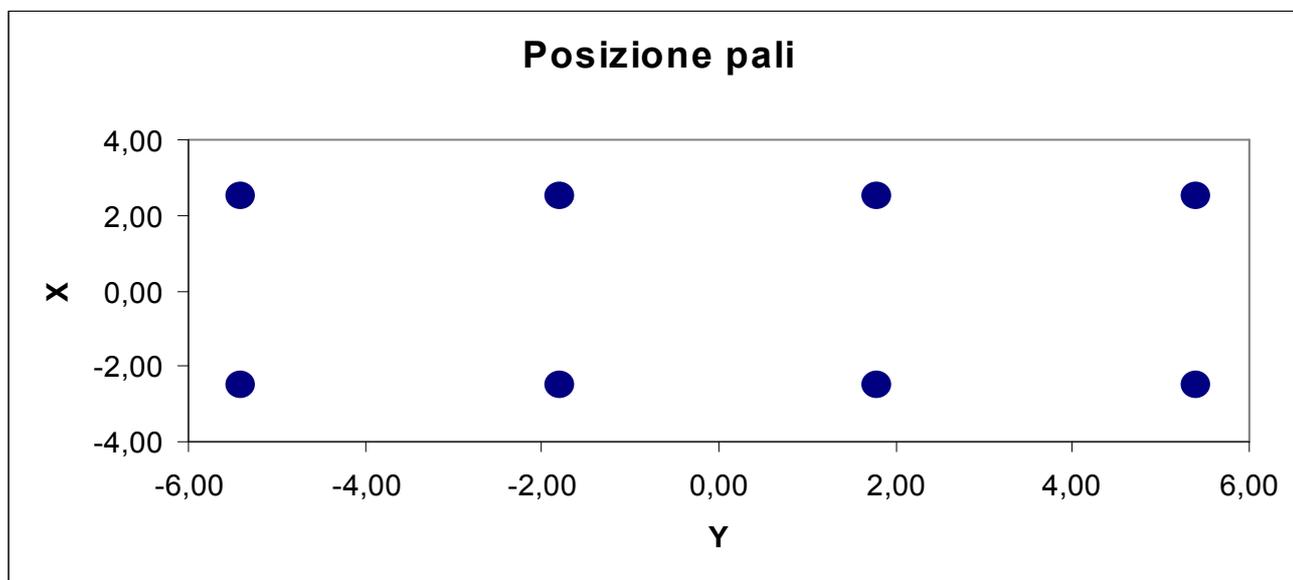
Si assimila la fondazione a un corpo rigido sollecitato da sforzi puntuali, ovvero i pali. In tal caso gli sforzi sui pali sono unicamente funzione della distanza dal baricentro della palificata.

Momento d'inerzia fondazione rispetto al baricentro palificata (m^2)

J_l	J_t
50	129,6

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

Pali	X (m)	Y (m)	X_{Gi} (m)	Y_{Gi} (m)	W_l (m)	W_t (m)
1	2,50	5,40	2,50	5,40	20,00	24,00
2	2,50	1,80	2,50	1,80	20,00	72,00
3	2,50	-1,80	2,50	-1,80	20,00	-72,00
4	2,50	-5,40	2,50	-5,40	20,00	-24,00
5	-2,50	5,40	-2,50	5,40	-20,00	24,00
6	-2,50	1,80	-2,50	1,80	-20,00	72,00
7	-2,50	-1,80	-2,50	-1,80	-20,00	-72,00
8	-2,50	-5,40	-2,50	-5,40	-20,00	-24,00
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 platea, si ha:

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

$$e_{i, \text{pali}} = 3,45 \text{ m}$$

		Azioni totali rispetto baricentro palificata					
		N	H_i	H_t	M_i	M_t	
COMB.		(t)	(t)	(t)	(t*m)	(t*m)	
	1	1.699,77	380,47	8,24	-956,10	61,57	Cond. Norm. Eserc.
	2	1.886,95	380,47	11,84	-1.161,99	381,35	
	3	1.851,54	380,47	11,84	-1.123,04	496,80	
	4	1.886,95	420,76	3,95	-1.419,85	310,52	
	5	1.851,54	420,76	3,95	-1.380,90	425,96	
<i>Perm.</i>	6,7	1.619,13	243,70	0,00	-193,24	0,00	Sisma Trasv.
<i>Vert. +</i>	6	77,72	0,00	0,00	18,57	0,00	
<i>Vert. -</i>	7	-77,72	0,00	0,00	-18,57	0,00	
<i>Orizz.</i>	6,7	0,00	0,00	55,96	0,00	261,64	
<i>Perm.</i>	8,9	1.619,13	243,70	0,00	-193,24	0,00	Sisma Long.
<i>Vert. +</i>	8	77,72	0,00	0,00	18,57	0,00	
<i>Vert. -</i>	9	-77,72	0,00	0,00	-18,57	0,00	
<i>Orizz.</i>	8,9	0,00	152,71	0,00	-856,57	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 α_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									
PALI	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	262,8	309,9	308,3	319,8	318,2	231,7	214,2	263,7	245,2
2	261,1	299,3	294,5	311,2	306,4	224,5	206,9	263,7	245,2
3	259,4	288,7	280,7	302,5	294,6	217,2	199,6	263,7	245,2
4	257,7	278,1	266,9	293,9	282,7	209,9	192,4	263,7	245,2
5	167,2	193,7	196,0	177,8	180,1	214,3	193,0	160,5	140,2
6	165,5	183,1	182,2	169,2	168,3	207,0	185,7	160,5	140,2
7	163,8	172,5	168,4	160,6	156,5	199,7	178,5	160,5	140,2
8	162,1	161,9	154,6	151,9	144,6	192,5	171,2	160,5	140,2
9									
10									
11									
12									
13									
14									
15									
16									
17									
18									
19									
20									

N_{\max} (t) 262,8 309,9 308,3 319,8 318,2 231,7 214,2 263,7 245,2

N_{\min} (t) 162,1 161,9 154,6 151,9 144,6 192,5 171,2 160,5 140,2

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 _i (t)	H _t (t)
1	380,5	8,2
2	380,5	11,8
3	380,5	11,8
4	420,8	3,9
5	420,8	3,9
6	243,7	56,0
7	243,7	56,0
8	396,4	0,0
9	396,4	0,0

T _i (t)	T _t (t)	T _{max} (t)
47,56	1,03	47,57
47,56	1,48	47,58
47,56	1,48	47,58
52,60	0,49	52,60
52,60	0,49	52,60
30,46	6,99	31,25
30,46	6,99	31,25
49,55	0,00	49,55
49,55	0,00	49,55

Il taglio massimo è dunque pari a $T_{max} = 52,60 \text{ t}$

PALI		
SISM		ESER
263,7	N _{max}	319,8
140,2	N _{min}	144,6
49,6	T _{max}	52,6

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

$$M_{max} = T_{max} * L_o/2$$

con L_o 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

$$L_o = 4,656 \text{ m}$$

da cui

$$M_{max} = 122,46 \text{ t*m}$$

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

$$N_{\max} = 319,8 \text{ t}$$

$$N_{\min} = 144,6 \text{ t}$$

Per quanto riguarda l'armatura, risulta

$$\text{Raggio anello armatura} = 53,50 \text{ cm} \qquad \text{Copriferro} = 6,5 \text{ cm}$$

$$\text{Area armatura anulare} = 191,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Coeff. omogeneizzazione } n = 15,0$$

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)

$$\text{Angolo al centro asse neutro} = 212,52 \text{ }^\circ$$

$$\text{Distanza asse neutro da lembo compresso} = 76,80 \text{ cm}$$

$$\text{Tensione max di compressione Cls} = 82,20 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Tensione armatura tesa} = 589,23 \text{ kg/cm}^2$$

Verifica con sforzo normale minimo

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

$$\text{Angolo al centro asse neutro} = 168,999 \text{ }^\circ$$

$$\text{Distanza asse neutro da lembo compresso} = 54,25 \text{ cm}$$

$$\text{Tensione max di compressione Cls} = 79,4622 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Tensione armatura tesa} = 1.301,86 \text{ kg/cm}^2$$

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 spicco del muro frontale e nel punto di mezzo trasversale dello stesso.

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

Risulta allora:

$$e_l = 0,20 \quad \text{m}$$

$$e_v = -4,40 \quad \text{m}$$

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

AZIONI IMPALCATO rispetto baricentro muro						
	COMB.	N (t)	H _l (t)	H _t (t)	M _l (t*m)	M _t (t*m)
	1	360,60	75,73	8,24	-405,31	-
	2	547,78	75,73	11,84	-442,75	-
	3	512,37	75,73	11,84	-435,67	-
	4	547,78	116,02	3,95	-620,03	-
	5	512,37	116,02	3,95	-612,94	-
Perm.	8,9	360,60	0,00	0,00	-72,12	-
Vert. +	8	17,31	0,00	0,00	-3,46	-
Vert. -	9	-17,31	0,00	0,00	3,46	-
Orizz.	8,9	0,00	99,70	0,00	-438,67	-

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 γ_t e un angolo di attrito interno ϕ' 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 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 γ_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)
12,48	4,40	2,47	143,66	46,47	2,29	3,44

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)	$e_{\Delta S_{a,t}}$ (t*m)
5,61	4,58

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 spiccatto del muro, si ha:

<i>Az. progetto</i>	N (t)	H_l (t)	H_t (t)	M_l (t*m)	M_t (t*m)
Spinta attiva terreno	0,00	143,66	0,00	-328,97	0,00
Spinta attiva sovraccarico	0,00	46,47	0,00	-159,62	0,00
Sisma long. orizzontale	0,00	5,61	0,00	-25,70	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 l'eccentricità longitudinale:

N_{muro} (t)	e_{l,muro} (m)	N_{paragh} (t)	e_{l,paragh} (m)
205,92	0,00	23,12	0,60

In caso di sisma longitudinale, ricordando che risulta

S	C	K_h	K_v
4	0,02	0,0346	0,0480

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

H_l (t)	e_v (t)
7,92	2,55

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

<i>Az. progetto</i>	N (t)	H_v (t)	H_t (t)	M_v (t*m)	M_t (t*m)
Peso proprio muro front.	205,92	0,00	0,00	0,00	0,00
Peso proprio paraghiaia	23,12	0,00	0,00	13,87	0,00
Sisma long. orizzontale	0,00	7,92	0,00	-20,16	0,00
Sisma vert. + Incr. peso	10,99	0,00	0,00	0,67	0,00
Sisma vert. - Decr. peso	-10,99	0,00	0,00	-0,67	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 spicco del muro frontale, si ha:

		AZIONI TOTALI rispetto al baricentro muro					
		N (t)	H_v (t)	H_t (t)	M_v (t*m)	M_t (t*m)	
COMB.							
	1	589,64	265,85	8,24	-880,03	-	Cond. Norm. Eserc.
	2	776,82	265,85	11,84	-917,47	-	
	3	741,41	265,85	11,84	-910,39	-	
	4	776,82	306,14	3,95	-1094,74	-	
	5	741,41	306,14	3,95	-1087,66	-	
<i>Perm.</i>	8,9	589,64	143,66	0,00	-387,22	-	Sisma Long.
<i>Vert. +</i>	8	28,30	0,00	0,00	-2,80	-	
<i>Vert. -</i>	9	-28,30	0,00	0,00	2,80	-	
<i>Orizz.</i>	8,9	0,00	113,23	0,00	-484,54	-	

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 α ha il segno delle sollecitazioni e $\beta=2$ se le stesse hanno lo stesso segno.

Per metro lineare di muro frontale si ottiene:

		AZIONI TOTALI rispetto al baricentro muro (a ml)					
		N	H _l	H _t	M _l	M _t	
COMB.		(t/m)	(t/m)	(t/m)	(t*m/m)	(t*m/m)	
	1	47,25	21,30	0,66	-70,52	-	Cond. Norm. Eserc.
	2	62,24	21,30	0,95	-73,52	-	
	3	59,41	21,30	0,95	-72,95	-	
	4	62,24	24,53	0,32	-87,72	-	
	5	59,41	24,53	0,32	-87,15	-	
Vert. +	8	49,51	20,58	0,00	-69,85	-	Sisma Long.
Vert. -	9	44,98	20,58	0,00	-69,63	-	

Per la verifica del muro frontale si trascura il contributo irrigidente dei muri di risvolto; è così possibile considerare il muro stesso come una trave incastrata, e verificarlo di conseguenza.

VERIFICHE DEGLI ELEMENTI DELLA SPALLA

VERIFICA MURO FRONTALE

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

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 ²
Area armatura compressa	15,70	cm ²

Si ricorda che risulta

Tensione ammissibile cls	110	kg/cm ²
Tensione ammissibile acciaio	2.600	kg/cm ²

Combinazione 1

Momento flettente	-70,52	t*m
Sforzo normale	47,25	t

Sezione parzializzata

Dist. asse neutro da lembo compresso	43,01	cm
Tensione max cls	33,40	kg/cm ²
Tensione armatura tesa	1.187,80	kg/cm ²
Tensione armatura compressa	-442,75	kg/cm ²

Combinazione 2

Momento flettente	-73,52	t*m
Sforzo normale	62,24	t

Sezione parzializzata

Dist. asse neutro da lembo compresso	47,93	cm
Tensione max cls	34,57	kg/cm ²
Tensione armatura tesa	1.050,19	kg/cm ²
Tensione armatura compressa	-464,42	kg/cm ²

Combinazione 3

Momento flettente	-72,95	t*m
Sforzo normale	59,41	t

Sezione parzializzata

Dist. asse neutro da lembo compresso	46,98	cm
Tensione max cls	34,36	kg/cm2
Tensione armatura tesa	1.075,30	kg/cm2
Tensione armatura compressa	-460,59	kg/cm2

Combinazione 4

Momento flettente	-87,72	t*m
Sforzo normale	62,24	t

Sezione parzializzata

Dist. asse neutro da lembo compresso	44,06	cm
Tensione max cls	41,50	kg/cm2
Tensione armatura tesa	1.426,08	kg/cm2
Tensione armatura compressa	-551,92	kg/cm2

Combinazione 5

Momento flettente	-87,15	t*m
Sforzo normale	59,41	t

Sezione parzializzata

Dist. asse neutro da lembo compresso	43,32	cm
Tensione max cls	41,27	kg/cm2
Tensione armatura tesa	1.452,93	kg/cm2
Tensione armatura compressa	-547,57	kg/cm2

Combinazione 8

Momento flettente	-69,85	t*m
Sforzo normale	49,51	t

Sezione parzializzata

Dist. asse neutro da lembo compresso	44,04	cm
Tensione max cls	33,05	kg/cm2
Tensione armatura tesa	1.136,38	kg/cm2
Tensione armatura compressa	-439,49	kg/cm2

Combinazione 9

Momento flettente	-69,63	t*m
Sforzo normale	44,98	t

Sezione parzializzata

Dist. asse neutro da lembo compresso	42,39	cm
Tensione max cls	32,99	kg/cm ²
Tensione armatura tesa	1.197,95	kg/cm ²
Tensione armatura compressa	-436,53	kg/cm ²

Riassumendo per le varie combinazioni si ha

	1	2	3	4	5	8	9
y_n	43,0	47,9	47,0	44,1	43,3	44,0	42,4
$\sigma_{c,max}$	33,4	34,6	34,4	41,5	41,3	33,1	33,0
$\sigma_{a,t}$	1.187,8	1.050,2	1.075,3	1.426,1	1.452,9	1.136,4	1.198,0
$\sigma_{a,c}$	-442,7	-464,4	-460,6	-551,9	-547,6	-439,5	-436,5

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

$$\gamma_t = 1,80 \quad t/m^3 \qquad \phi' = 35^\circ \qquad q_s = 2,00 \quad t/m^2$$

$$K_a = 0,27099$$

$B_{t\text{par}}$ (m)	H_{par} (m)	$S_{a,t}$ (t)	$S_{a,s}$ (t)	$e_{Sa,t}$ (m)	$e_{Sa,s}$ (m)
12,48	2,47	18,57	16,71	0,82	1,24

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

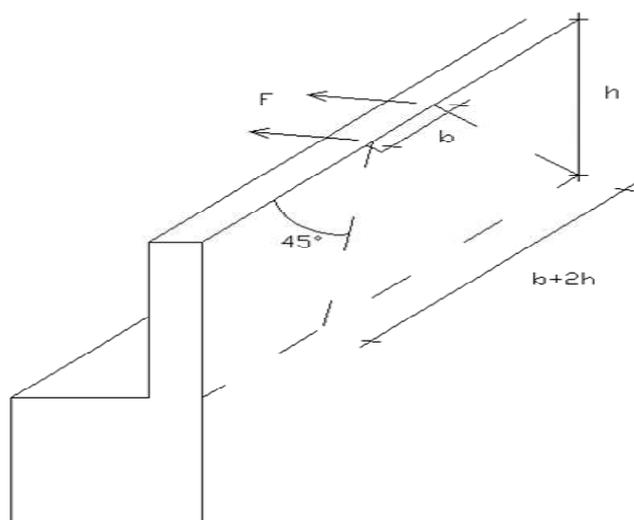
$S_{a,t}$ (t/m)	$S_{a,s}$ (t/m)	$e_{Sa,t}$ (m)	$e_{Sa,s}$ (m)	M_{I1} (t*m/m)
1,49	1,34	0,82	1,24	-2,88

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:

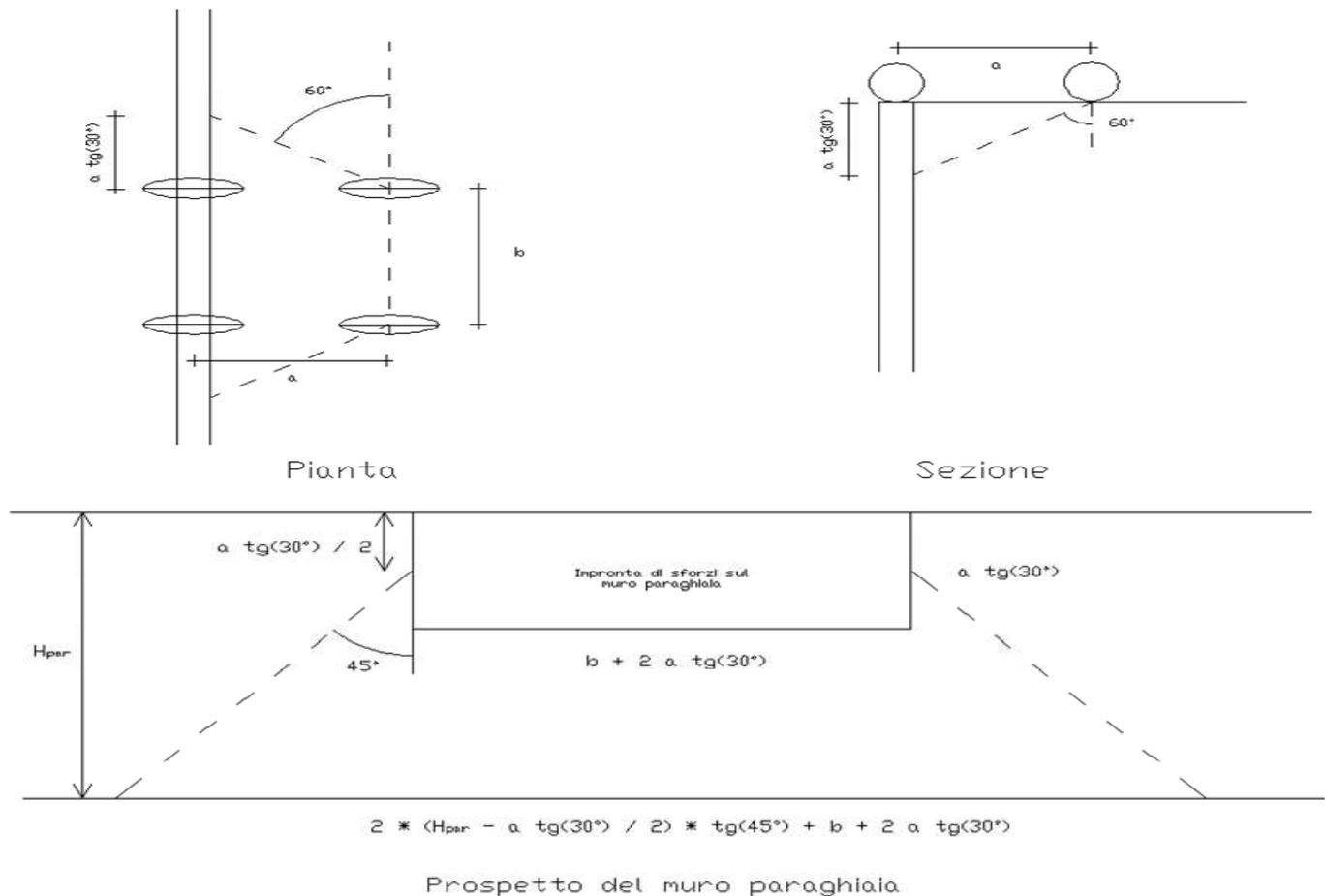
$$H_{\text{par}} = 2,47 \text{ m} \quad F = 4,00 \text{ t} \quad b = 2,00 \text{ m}$$

$$M_{I2} = (F * H_{\text{par}}) / (b + 2 * H_{\text{par}}) = -1,42 \text{ t*m/m}$$



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 $a \cdot \text{tg}(30^\circ)=0,8655$ m e larga $b+2 \cdot a \cdot \text{tg}(30^\circ)=2,00+2 \cdot 1,5 \cdot \text{tg}(30^\circ)=3,732$ m. A sua volta tale impronta di sforzi si diffonde a 45° nel muro paraghiaia, per cui si trova una impronta alla base del muro pari a

$$L_{\text{impronta}}=2 \cdot (H_{\text{par}}-0,8655/2) \cdot \text{tg}(45^\circ)+3,732= 7,81 \quad \text{m}$$



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

$$M_{l3}=F \cdot (H_{\text{par}}-0,8655/2)/L_{\text{impronta}}= -1,04 \quad \text{t} \cdot \text{m}/\text{m}$$

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)
40,29	75,73	0,00	0,00	0,00

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

$$M_l = M_{l1} + M_{l2} + M_{l3} + (M_f + M_{attr}) / B_{l,p} = -5,35 \quad t^*m/m$$

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 $b + 2 * H_{par}$

$$N = 4,73 \quad t/m$$

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)
12,48	2,47	19,30	1,65	-2,55

H_f (t)	H_{attr} (t)	e (m)	M_f (t*m)	M_{attr} (t*m)
40,29	75,73	0,00	0,00	0,00

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

$$M_l = M_{l1} + M_{l2} + M_{l3} + (M_f + M_{attr}) / B_{l,p} = -5,35 \quad t^*m/m$$

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 $b + 2 * H_{par}$

$$N = 4,73 \quad t/m$$

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:

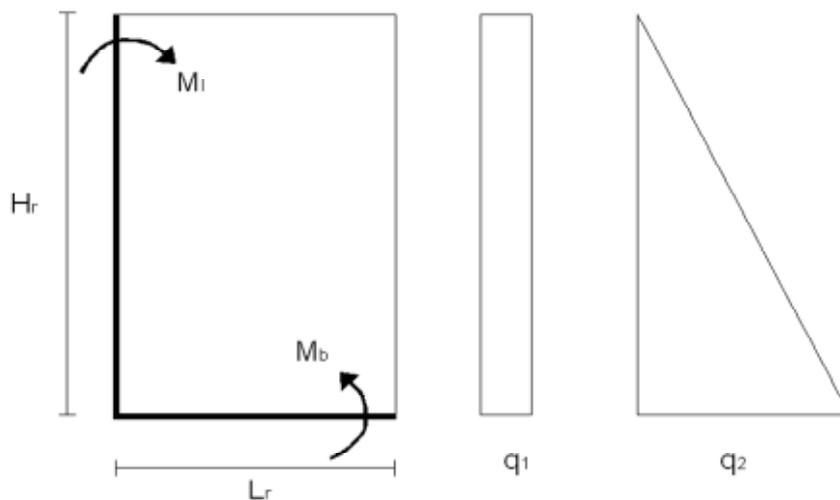
B_{tpar} (m)	H_{par} (m)	$S_{a,t \text{ sism}}$ (t)	e (m)	M_{l1} (t*m/m)
12,48	2,47	19,30	1,65	-2,55

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:

$$\begin{aligned}q_1 &= q_s * K_a = 0,54 \quad \text{t/m}^2 \\ q_2 &= \gamma_t * K_a * H_r = 3,35 \quad \text{t/m}^2\end{aligned}$$



Per il calcolo dei momenti flettenti, si adottano le tabelle contenute nel Bares.

Quale coefficiente dimensionale si ha:

$$\gamma = L_r / H_r = 0,524$$

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 :

$$\begin{aligned}M_b &= -12,11 \quad \text{t*m/m} \\ N_b &= 12,8813 \quad \text{t/m}\end{aligned}$$

Segue la verifica a pressoflessione della sezione

Altezza totale della sezione	75,00	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 ²
Area armatura compressa	10,05	cm ²

Sezione parzializzata

Dist. asse neutro da lembo compresso	20,50	cm
Tensione max cls	22,58	kg/cm ²
Tensione armatura tesa	817,80	kg/cm ²
Tensione armatura compressa	-256,11	kg/cm ²

Si ricorda che risulta

Tensione ammissibile cls	110	kg/cm ²
Tensione ammissibile acciaio	2.600	kg/cm ²

Per il momento M_1 orizzontale si ottiene nella sezione di incastro con il muro frontale il valore max:

$$M_1 = -8,03 \text{ t*m/m}$$

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 ² /m)	A_f^{compr} (cm ² /m)
	-8,03	75,00	5	5	15	15,7	10,05

Risultati	y_n (cm)	σ_c (kg/cm ²)	$\sigma_{c,amm}$ (kg/cm ²)	σ_{at} (kg/cm ²)	σ_{ac} (kg/cm ²)	$\sigma_{a,amm}$ (kg/cm ²)
	15,103	14,4	110,0	786,9	-144,8	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

σ_c = tensione massima nel calcestruzzo

$\sigma_{c,amm}$ = tensione ammissibile nel calcestruzzo

$R_{ck} = 350 \text{ kg/cm}^2$

σ_{at} = tensione nell'armatura tesa

σ_{ac} = tensione nell'armatura compressa

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

VERIFICA PLATEA DI FONDAZIONE

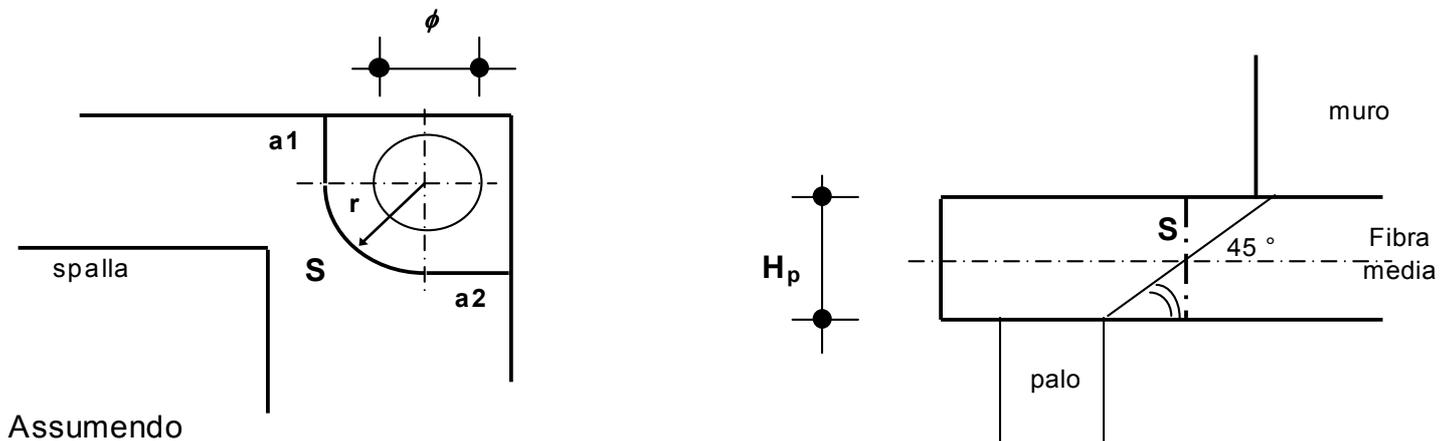
VERIFICA A PUNZONAMENTO

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):

$$\text{Reazione max palo d'angolo: } N_{p,\max} = 319,8 \text{ t}$$

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:



$$\begin{aligned} a1 &= 0,95 \text{ m} \\ a2 &= 0,95 \text{ m} \\ r &= 1,60 \text{ m} \end{aligned}$$

si ha:

$$S = H_p \cdot (a1 + \pi \cdot r/2 + a2) = 8,83 \text{ m}^2$$

La tensione tangenziale τ_{cls} nel calcestruzzo è poi pari a

$$\tau_{cls} = N_{p,\max} / S = 3,62 \text{ kg/cm}^2$$

Tale valore va confrontato con i valori τ_{c0} e τ_{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:

$$S_p = 1,80 \text{ m}$$

La verifica viene effettuata considerando il momento esercitato dall'azione N del palo anteriore più sollecitato rispetto al muro frontale:

$$N = 319,80 \text{ t}$$

Tale forza ha una eccentricità rispetto al filo anteriore del muro frontale pari a:

$$e = 0,85 \text{ m}$$

Operando poi una diffusione all'interno della platea a 45° dello sforzo normale N si ottiene una larghezza collaborante pari a:

$$b_{\text{collab.}} = 2,9 \text{ m}$$

Il momento flettente di verifica M_{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:

$$M_{\text{ver}} = N \cdot e / b_{\text{collab.}} - \gamma_{\text{cls}} \cdot H_p \cdot S_p^2 / 2 = 85,63 \text{ t} \cdot \text{m} / \text{m}$$

Segue la verifica a flessione semplice della sezione

Dati di calcolo	M_{ver} (t*m/m)	H_p (cm)	c^{tesa} (cm)	c^{compr} (cm)	Coeff. omogen	A_f^{tesa} (cm ² /m)	A_f^{compr} (cm ² /m)
	85,63	200	5	5	15	26,55	26,55

Risultati	y_n (cm)	σ_c (kg/cm ²)	$\sigma_{c,amm}$ (kg/cm ²)	σ_{at} (kg/cm ²)	σ_{ac} (kg/cm ²)	$\sigma_{a,amm}$ (kg/cm ²)
	32,734	23,4	97,5	1.742,5	-297,8	2.600,0

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

σ_c = tensione massima nel calcestruzzo

$\sigma_{c,amm}$ = tensione ammissibile nel calcestruzzo $R_{ck} = 300 \text{ kg/cm}^2$

σ_{at} = tensione nell'armatura tesa

σ_{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)

$$T = N^{rid} / b_{collab.} - \gamma_{cls} * H_p * S_p = 15,03 \text{ t/m}$$

da cui:

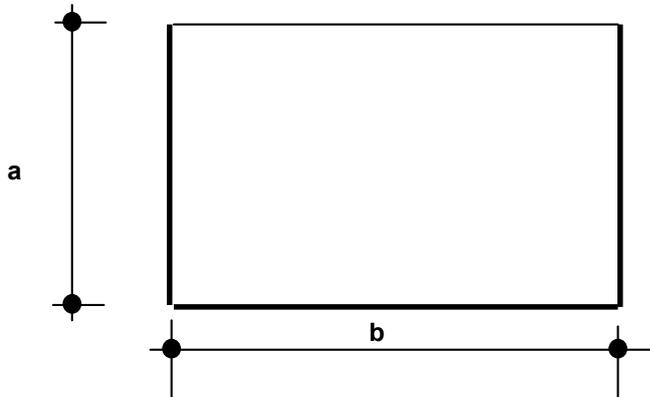
$$\tau_{cls} = T/A = 0,9 \text{ kg/cm}^2$$

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

R_{ck} fondazione =	300	kg/cm^2	
τ_{c0} =	6	kg/cm^2	14,9
τ_{c1} =	18,2857	kg/cm^2	

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

$$a = 3,60 \text{ m} \qquad b = 12,70 \text{ m}$$

Pali con effetto flettente rispetto alla platea di fondazione: 6-7

Distanza della fila di pali dal bordo della platea: $d = 0,95 \text{ m}$

Interasse pali in direzione trasversale: $i = 3,60 \text{ m}$

Visto il ridotto rapporto a/b delle dimensioni della parte posteriore della platea di fondazione

$$a/b = 0,28$$

è possibile trascurare, ai fini del calcolo del momento d'incastro con il muro frontale della zona centrale della platea (la più sollecitata), l'effetto piastra dovuto all'incastro della platea con i due muri di risvolto. La verifica viene dunque svolta considerando la parte centrale della platea dietro il muro di fondazione come una mensola incastrata e caricata dal peso del terreno, del sovraccarico e dal peso proprio della platea verso il basso e dalla reazione del palo centrale della fila posteriore di pali verso l'alto.

Per il terreno portato si ha :

$$q_{\text{terreno}} = \gamma_t * (H_m + H_{\text{par}}) = 12,37 \text{ t/m}^2$$

Per il sovraccarico q_s sul terreno risulta:

$$q_s = 2,00 \text{ t/m}^2$$

Per il carico q_{platea} della platea risulta infine, con H_p spessore della platea:

$$q_{\text{platea}} = \gamma_{\text{cls}} * H_p = 5,00 \text{ t/m}^2$$

Condizione di esercizio

Il terreno portato, il sovraccarico e la zattera forniscono un momento d'incastro con il muro frontale pari a

$$M=(q_{\text{terreno}}+q_s+q_{\text{platea}})*a^2/2= 125,49 \text{ t*m/m}$$

Si considerano le verifiche sia con il massimo che con il minimo carico verticale sul palo centrale:

a) - Max. carico verticale sul palo centrale

Per la reazione del palo si ha:

$$N_{\text{palo}} = 183,07 \text{ t}$$

che fornisce un momento all'incastro con il muro frontale pari a

$$M_{\text{palo}}=N_{\text{palo}}*(a-d)/i= -134,76 \text{ t*m/m}$$

Il momento flettente di verifica all'incastro con il muro frontale è dunque pari a:

$$M_{\text{ver}}=M+M_{\text{palo}}= -9,26 \text{ t*m/m}$$

b) - Min. carico verticale sul palo centrale

Per la reazione del palo si ha:

$$N_{\text{palo}} = 156,48 \text{ t}$$

che fornisce un momento all'incastro con il muro frontale pari a

$$M_{\text{palo}}=N_{\text{palo}}*(a-d)/i= -115,19 \text{ t*m/m}$$

Il momento flettente di verifica all'incastro con il muro frontale è dunque pari a:

$$M_{\text{ver}}=M+M_{\text{palo}}= 10,30 \text{ t*m/m}$$

Condizione sismica

Nella condizione sismica non si considera il sovraccarico del terreno.

Il terreno portato e la zattera forniscono un momento d'incastro con il muro frontale pari a:

$$M=(q_{\text{terreno}}+q_{\text{platea}})*a^2/2= 112,53 \text{ t*m/m}$$

Si considerano le verifiche sia con il massimo che con il minimo carico verticale sul palo centrale:

a) - Max. carico verticale sul palo centrale

Per la reazione del palo si ha:

$$N_{\text{palo}} = 207,01 \text{ t}$$

che fornisce un momento all'incastro con il muro frontale pari a

$$M_{\text{palo}} = N_{\text{palo}} \cdot (a-d)/i = -152,38 \text{ t*m/m}$$

Il momento flettente di verifica all'incastro con il muro frontale è dunque pari a:

$$M_{\text{ver}} = M + M_{\text{palo}} = -39,85 \text{ t*m/m}$$

b) - Min. carico verticale sul palo centrale

Per la reazione del palo si ha:

$$N_{\text{palo}} = 140,18 \text{ t}$$

che fornisce un momento all'incastro con il muro frontale pari a

$$M_{\text{palo}} = N_{\text{palo}} \cdot (a-d)/i = -103,19 \text{ t*m/m}$$

Il momento flettente di verifica all'incastro con il muro frontale è dunque pari a:

$$M_{\text{ver}} = M + M_{\text{palo}} = 9,35 \text{ t*m/m}$$

La verifica a flessione semplice della sezione d'incastro con il muro frontale va fatta nei riguardi sia del massimo che del minimo momento di verifica (momento positivo se tende le fibre superiori):

$$M_{\text{ver,max}} = 10,30 \text{ t*m/m}$$

$$M_{\text{ver,min}} = -39,85 \text{ t*m/m}$$

Segue il calcolo dell'armatura di verifica:

coeff. omogeneizzazione = 15

Dati di calcolo	Verifica	M_{ver} (t*m/m)	H_p (cm)	c^{tesa} (cm)	c^{compr} (cm)	A_f^{tesa} (cm ² /m)	A_f^{compr} (cm ² /m)
	1		10,30	200	5	5	26,55
2		-39,85	200	5	5	26,55	26,55

Risultati	Verifica	y_n (cm)	σ_c (kg/cm ²)	$\sigma_{c,amm}$ (kg/cm ²)	σ_{at} (kg/cm ²)	σ_{ac} (kg/cm ²)	$\sigma_{a,amm}$ (kg/cm ²)
	1		32,734	2,8	97,5	209,7	-35,8
2		32,734	10,9	97,5	810,8	-138,6	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

σ_c = tensione massima nel calcestruzzo

$\sigma_{c,amm}$ = tensione ammissibile nel calcestruzzo

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

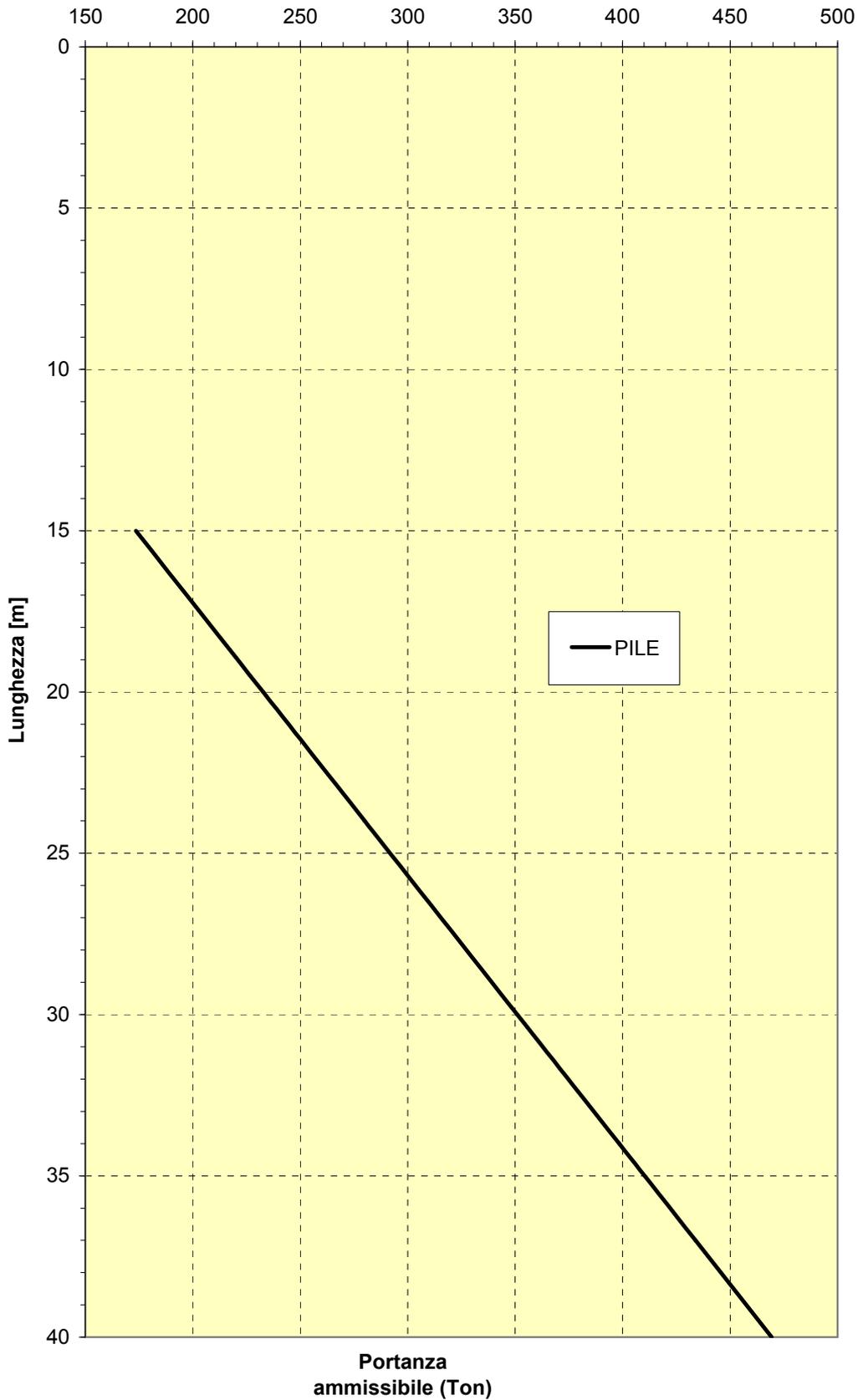
σ_{at} = tensione nell'armatura tesa

σ_{ac} = tensione nell'armatura compressa

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

DIAGRAMMI DI PORTANZA DEI PALI

**DIAGRAMMA DI PORTANZA
PALO SINGOLO DN1200
VIADOTTO VI02 - FAVARELLA - FONDAZIONI PILE**



**DIAGRAMMA DI PORTANZA
PALO SINGOLO DN1200
VIADOTTO VI02 - FAVARELLA - FONDAZIONI SPALLE**

