



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 – PONTI

OPERE SULL'ASSE PRINCIPALE

CAVALCAFERROVIA GROTTICELLE

RELAZIONE PRELIMINARE DI CALCOLO – PILE, SPALLE E FONDAZIONI

CODICE PROGETTO		NOME FILE	REVISIONE	FOGLIO	SCALA:
LO407B D 0501		P01V117STRRE02A.pdf			
CODICE ELAB.		P01V117STRRE02	A	di	
D					
C					
B					
A	EMMISSIONE	Ottobre 2006	P. Polani	F. Arciuli	C. Marro
REV.	DESCRIZIONE	DATA	VERIFICATO RESP. TECNICO	CONTROLLATO RESP. D'ITINERARIO	APPROVATO RESP. DI SETTORE

<u>INTRODUZIONE</u>	2
<u>1. PREMESSA</u>	3
<u>2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO</u>	4
<u>3. MATERIALI</u>	6
<u>4. DURABILITA' DEI CALCESTRUZZI</u>	7
<u>4.1 Generalità</u>	7
<u>4.2 Attribuzione delle classi d'esposizione</u>	7
<u>4.3 Composizione e proprietà dei calcestruzzi</u>	8
<u>5. CRITERI DI ANALISI DELLA SICUREZZA</u>	9
<u>6. LIVELLI DI SICUREZZA E COMBINAZIONI DEI CARICHI</u>	9
<u>7. SCHEMATIZZAZIONE DELLE AZIONI</u>	11
<u>8. CARICHI SUGLI IMPALCATI</u>	11
<u>9. MODELLAZIONE DELLE AZIONI</u>	14
<u>10. MODELLAZIONE DEI MATERIALI</u>	15
<u>11. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI</u>	15
<u>12. MECCANISMI DI RESISTENZA ALLE AZIONI ORIZZONTALI</u>	15
<u>13. CODICI DI CALCOLO</u>	16
<u>13.1 Caratteristiche dell'elaborazione</u>	16
<u>13.2 Giudizio finale sulla accettabilità dei calcoli</u>	16
<u>CALCOLO SPALLA A carr Dx (mobile)</u>	17
<u>CALCOLO SPALLA B carr Dx (fissa)</u>	63
<u>DIAGRAMMA DI PORTANZA DEI PALI</u>	109

INTRODUZIONE

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

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

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

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

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

3. MATERIALI

Saranno utilizzati i seguenti materiali:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Acciaio da cemento armato normale:

Barre ad aderenza migliorata, acciaio tipo Fe B 44K

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

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

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

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

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

4. DURABILITA' DEI CALCESTRUZZI

4.1 Generalità

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

4.2 Attribuzione delle classi d'esposizione

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

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

Attribuzione delle classi d'esposizione

4.3 Composizione e proprietà dei calcestruzzi

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

	Classe di Esposizione	Rapporto massimo a/c	Classe di resistenza minima	Contenuto minimo di cemento	Classe di consistenza	Copriferro minimo
	(-)	(-)	(MPa)	(kg/m 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:

	<u>Azione gruppo</u>	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
<u>S.L. esercizio</u>	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	0	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
<u>S.L. ultimi</u>	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

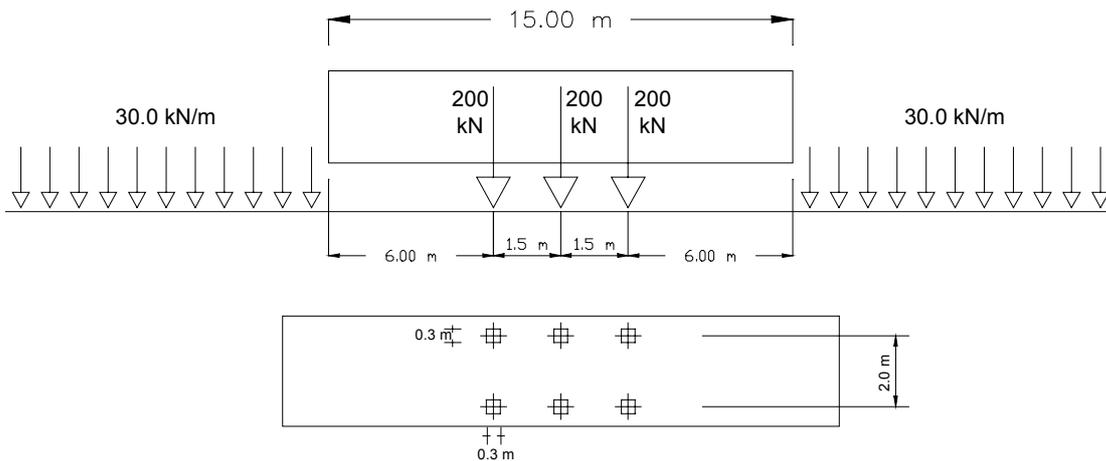
Il calcolo delle azioni agenti sulle varie sottostrutture costituenti le opere di cui si tratta, è stato svolto secondo le prescrizioni impartite dalla normativa vigente in materia e già citata nella parte introduttiva della relazione. Sono stati considerati quindi i carichi permanenti determinati dal 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 45.00 m, si ha:

- f1.167

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 impalcati del viadotto.

Azione centrifuga (q₄)

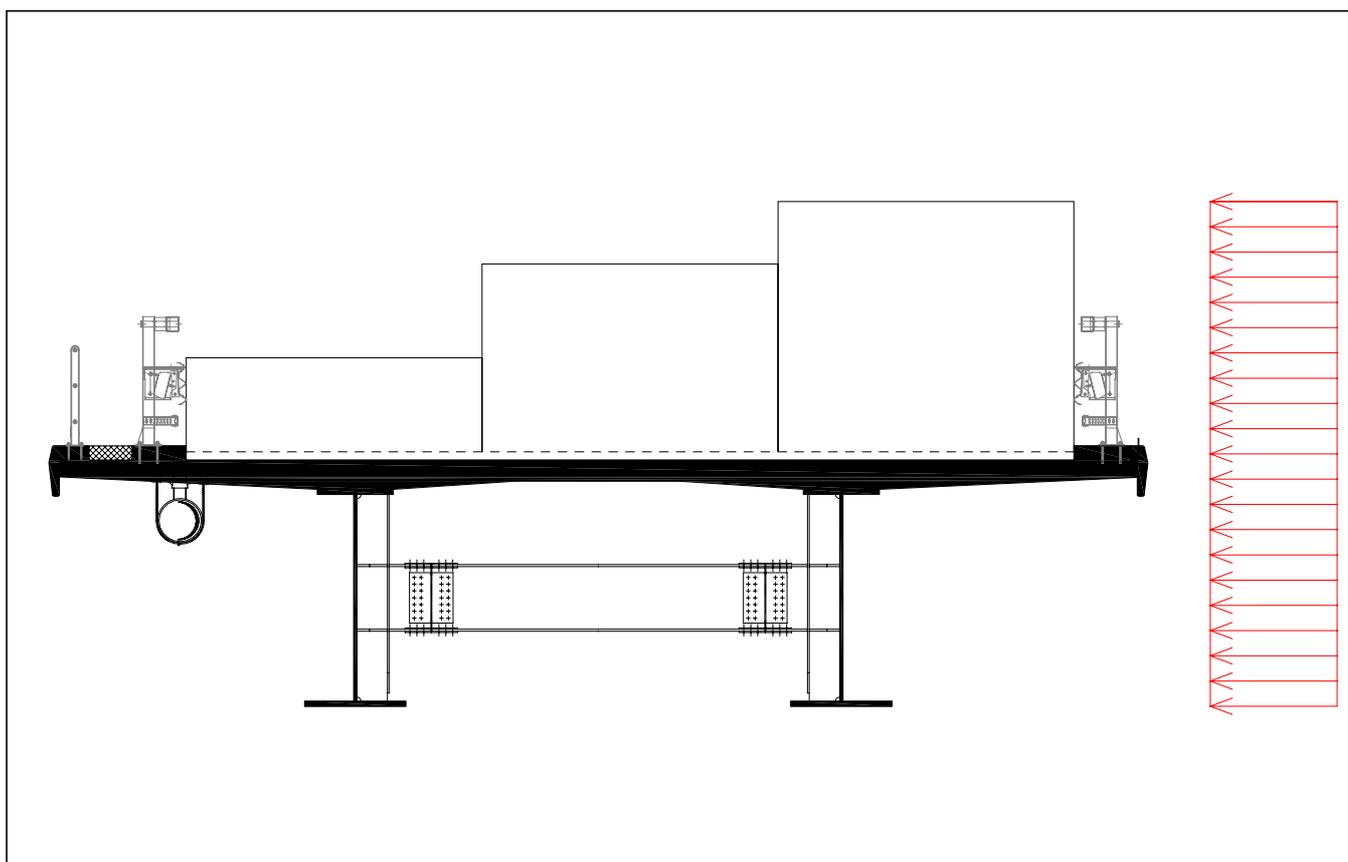
L'azione centrifuga in funzione del raggio R (in metri) si valuta convenzionalmente per ogni colonna di carico pari a:

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

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 vento sull'impalcato.

Azione del sisma (q6)

La forza sismica è calcolata in due differenti modi per le strutture destinate ad assorbire le forze sismiche e per i sistemi di vincolo delle travi sulla spalla fissa. La azione sismica longitudinale, come precisato precedentemente, è trasmessa, attraverso la catena cinematica determinata solidarizzando i vari impalcato, 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 continua con luci pari agli interassi degli appoggi. L'analisi strutturale è effettuata sull'impalcato soggetto al peso proprio, ai sovraccarichi permanenti e ai carichi mobili su di esso agenti.

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

12. MECCANISMI DI RESISTENZA ALLE AZIONI ORIZZONTALI

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

13. CODICI DI CALCOLO

13.1 Caratteristiche dell'elaborazione

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

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

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

13.2 Giudizio finale sulla accettabilità dei calcoli

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

CALCOLO SPALLA A carr Dx (mobile)

4. 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)
1,00	0,000	19,53	6,81

Speroni

Si indica con $B_{l\text{per}}$ la larghezza longitudinale dei due speroni, con $B_{t\text{per}}$ la loro larghezza trasversale e con $H_{s\text{per}}$ la loro altezza

$B_{l\text{per}}$ (m)	$B_{t\text{per}}$ (m)	$H_{s\text{per}}$ (m)
1,65	1,60	6,41

Soletta speroni

Si indica con $B_{l\text{sol}}$ la larghezza longitudinale della soletta sopra gli speroni, con $B_{t\text{sol}}$ la sua larghezza trasversale e con $H_{s\text{ol}}$ la sua altezza

$B_{l\text{sol}}$ (m)	$B_{t\text{sol}}$ (m)	$H_{s\text{ol}}$ (m)
1,65	19,53	0,40

Paraghiaia

Si indica con $B_{l\text{par}}$ lo spessore del muro paraghiaia, con $B_{t\text{par}}$ la larghezza trasversale del muro e con H_{par} l'altezza del muro paraghiaia al di sopra del muro frontale.

$B_{l\text{par}}$ (m)	$B_{t\text{par}}$ (m)	H_{par} (m)
0,50	19,53	3,07

Mensola

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

L_{ms} (m)	B_{tms} (m)	$H_{ms,min}$ (m)	$H_{ms,max}$ (m)
0,50	19,53	0,30	0,30

Muri di risvolto

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

Elem.	Spt_r (m)	$Pend._r$ %	L_r (m)	H_r (m)
Dx	1,00	0,000	3,85	9,88
SX	1,00	0,000	3,85	9,88

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)
7,00	19,53	1,60	2,15

5. 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.

5.01 AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO IN CONDIZIONI NORMALI

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

AZIONI VERTICALI

CARICHI PERMANENTI

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

$$N_{app} = 458,79 \text{ t}$$

CARICHI ACCIDENTALI

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

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

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

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

DISP. 1 Max carico verticale N

N	M_l	M_t
220,1	423,5	604,9

DISP. 2 Max momento trasversale M_t

N	M_l	M_t
178,5	456,4	651,8

AZIONI ORIZZONTALI

AZIONI TRASVERSALI

Vento trasversale sull'impalcato

Si considera il seguente carico di riferimento :

$$q_{\text{vento}} = 0,025 \text{ kg/cm}^2$$

Vengono analizzate due distinte situazioni di carico:

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

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

(1) Impalcato scarico

H_l (t)	H_t (t)	M_l (t*m)	M_t (t*m)
-9,84	14,05	15,01	21,43

(2) Impalcato carico

	H_l (t)	H_t (t)	M_l (t*m)	M_t (t*m)
$K_w=0,6$	-11,71	16,73	32,78	46,81
$K_w=0,2$	-3,90	5,58	10,93	15,60

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

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

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

La forza di frenatura H_f è dunque pari a:

$$H_l = 0,00 \quad H_t = 0,00 \quad (t)$$

e genera un momento M_f pari a:

$$M_l = 0,00 \quad M_t = 0,00 \quad (t \cdot m)$$

Resistenza parassita dei vincoli

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

L'attrito dei vincoli risulta pari a

$$H_l = 11,27 \quad H_t = 7,89 \quad (t)$$

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:

$$M_l = 0,00 \quad M_t = 0,00 \quad (t \cdot m)$$

5.02 AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO IN CONDIZIONI DI SISMA

Le azioni sismiche si dividono in azioni orizzontali e azioni verticali

Forza sismica orizzontale

$$H_s = K_h * W_h$$

dove

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

W_h

S

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

$$R = 1,00$$

$$\varepsilon = 1,20$$

$$\beta = 1,20$$

$$I = 1,20$$

CARICHI PERMANENTI

grado di sismicità

coefficiente di intensità sismica

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

coefficiente di fondazione

coefficiente di struttura ISOSTATICA

coefficiente di protezione sismica

Forza sismica verticale

$$N_s = K_v * W_v$$

dove

$$K_v = m * C * I$$

W_v

CARICHI PERMANENTI

S

grado di sismicità

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

coefficiente di intensità sismica

$$m = 2,00$$

coefficiente verticale

$$I = 1,20$$

coefficiente di protezione sismica

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

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

SISMA TRASVERSALE

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

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

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

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

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

$$M = H * h_{bar,p}$$

Zona sismica di categoria IV

$h_{bar,p}$	Orizzont.				Vert.
	H_l	H_t	M_l	M_t	$\Delta N_{s,t}$
	(t)	(t)	(t*m)	(t*m)	(t)
1,53	-9,09	12,99	13,95	19,92	22,02

SISMA LONGITUDINALE

Per il sisma longitudinale i carichi permanenti W_h sono nulli

$$W_h=0$$

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.

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

$h_{sism,l}$	Orizzont.				Vert.
	H_l	H_t	M_l	M_t	$\Delta N_{s,t}$
	(t)	(t)	(t*m)	(t*m)	(t)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	22,02

5.03 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_l (t)	H_t (t)	M_l (t*m)	M_t (t*m)
Permanenti	458,79	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento (1) * 1.0	0,00	-9,84	14,05	15,01	21,43
Attrito * 1.00	0,00	11,27	7,89	0,00	0,00
TOT	458,79	1,43	21,95	15,01	21,43

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	458,79	0,00	0,00	0,00	0,00
Acc. disp. 1	220,11	0,00	0,00	423,53	604,87
Vento (2) * 0.60	0,00	-11,71	16,73	32,78	46,81
Attrito * 1.00	0,00	11,27	7,89	0,00	0,00
TOT	678,90	-0,44	24,62	456,31	651,68

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	458,79	0,00	0,00	0,00	0,00
Acc. disp. 2	178,47	0,00	0,00	456,37	651,77
Vento (2) * 0.60	0,00	-11,71	16,73	32,78	46,81
Attrito * 1.00	0,00	11,27	7,89	0,00	0,00
TOT	637,26	-0,44	24,62	489,15	698,58

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	458,79	0,00	0,00	0,00	0,00
Acc. disp. 1	220,11	0,00	0,00	423,53	604,87
Fren. * 1.00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento (2) * 0.20	0,00	-3,90	5,58	10,93	15,60
Attrito * 1.00	0,00	11,27	7,89	0,00	0,00
TOT	678,90	7,37	13,47	434,46	620,47

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	458,79	0,00	0,00	0,00	0,00
Acc. disp. 2	178,47	0,00	0,00	456,37	651,77
Fren. * 1.00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento (2) * 0.20	0,00	-3,90	5,58	10,93	15,60
Attrito * 1.00	0,00	11,27	7,89	0,00	0,00
TOT	637,26	7,37	13,47	467,30	667,38

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	458,79	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma orizz. trasv.	0,00	-9,09	12,99	13,95	19,92
Sisma vert. +	22,02	0,00	0,00	0,00	0,00
TOT	480,82	-9,09	12,99	13,95	19,92

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	458,79	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma orizz. trasv.	0,00	-9,09	12,99	13,95	19,92
Sisma vert. -	-22,02	0,00	0,00	0,00	0,00
TOT	436,77	-9,09	12,99	13,95	19,92

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	458,79	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma orizz. long.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma vert. +	22,02	0,00	0,00	0,00	0,00
TOT	480,82	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	458,79	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma orizz. long.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma vert. -	-22,02	0,00	0,00	0,00	0,00
TOT	436,77	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						Cond. Norm. Eserc.
COMB.	N (t)	H _l (t)	H _t (t)	M _l (t*m)	M _t (t*m)	
1	458,79	1,43	21,95	15,01	21,43	
2	678,90	-0,44	24,62	456,31	651,68	
3	637,26	-0,44	24,62	489,15	698,58	
4	678,90	7,37	13,47	434,46	620,47	
5	637,26	7,37	13,47	467,30	667,38	

Perm.	6,7	458,79	0,00	0,00	0,00	0,00	Sisma Trasv.
Vert. +	6	22,02	0,00	0,00	0,00	0,00	
Vert. -	7	-22,02	0,00	0,00	0,00	0,00	
Orizz.	6,7	0,00	-9,09	12,99	13,95	19,92	
Perm.	8,9	458,79	0,00	0,00	0,00	0,00	Sisma Long.
Vert. +	8	22,02	0,00	0,00	0,00	0,00	
Vert. -	9	-22,02	0,00	0,00	0,00	0,00	
Orizz.	8,9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	

5.04 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+paraghiaia, con $Pend._m$ l'inclinazione della parete posteriore del muro frontale, con $S_{pt,r}$, $Pend._r$ e H_r lo spessore, l'inclinazione posteriore e l'altezza dei muri di risvolto, si ha, con e_{Qt} ed e_{Qs} le eccentricità dei carichi Q_t e Q_s rispetto al filo anteriore della platea di fondazione:

B_{lp} (m)	B_{tp} (m)	S_p (m)	$B_{lm,sup}$ (m)	$Pend._m$ %	H_{m+par} (m)	$S_{pt,r dx}$ (m)	$Pend._r dx$ %	$S_{pt,r sx}$ (m)
7,00	19,53	2,15	1,00	0	9,88	1,00	0	1,00

$Pend._r sx$ %	$H_r dx$ (m)	$H_r sx$ (m)
0	9,88	9,88

Q_t (t)	Q_s (t)	e_{Qt} (m)	e_{Qs} (m)
1.200,01	134,98	5,08	5,08

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)
19,53	1,60	9,88	627,52	121,49	3,83	5,74

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

<i>Az. progetto</i>	N (t)	H_l (t)	H_t (t)	M_l (t*m)	M_t (t*m)
Terreno sopra platea	1.334,99	0,00	0,00	6.775,07	0
Spinta della terra	0,00	627,52	0,00	-2.400,91	0,00
Spinta per carico acc.	0,00	121,49	0,00	-697,25	0,00
<i>TOT</i>	1.334,99	749,02	0,00	3.676,91	0,00

5.05 AZIONI TRASMESSE DAL TERRENO IN CONDIZIONI DI SISMA

SISMA LONGITUDINALE

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

$$\begin{aligned}
 C &= 0,02 & \theta &= \arctg(C) = 1,146^\circ \\
 i' &= i + \theta = 1,146^\circ \\
 \beta' &= \beta + \theta = 1,146^\circ \\
 \alpha &= 90^\circ - \beta' = 88,854^\circ \\
 \phi' &= 35^\circ
 \end{aligned}$$

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

$$K_{a,s} = 0,2816$$

da cui si calcola un coefficiente orizzontale di spinta pari a

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

da cui si calcola l'incremento di spinta del terreno durante il sisma $\Delta S_{a,t}$. Si ha inoltre la forza d'inerzia F_{iQt} che si trasmette per attrito alla platea di fondazione, e la forza d'inerzia verticale $\Delta Q_{s,t}$, derivanti dal terreno al di sopra della platea di fondazione,. Ricordando

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

si ha

B_{tp} (m)	H_p (m)	H_m (m)	H_{par} (m)
19,53	1,60	6,81	3,07

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)
24,51	7,65	-187,58	41,47	6,54	-271,19	57,60

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)
41,47	6,54	271,19	57,60

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	1.200,01	0,00	0,00	6.775,07	0,00
Spinta attiva terreno	0,00	749,02	0,00	-3.098,16	0,00
Sisma long. orizzontale	0,00	65,99	0,00	-458,77	0,00
Sisma trasv. orizzontale	0,00	0,00	41,47	0,00	271,19
Sisma vert. + Incr. peso	57,60	0,00	0,00	292,32	0,00
Sisma vert. +Decr. peso	-57,60	0,00	0,00	-292,32	0,00

5.06 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	332,50	2,65	0,00	5,01
Speroni	84,61	1,33	0,00	4,81
Soletta speroni	32,22	1,33	0,00	7,81
Paraghiaia	74,90	2,90	0,00	9,94
Mensola	7,32	1,90	0,00	11,33
	531,56	2,38	0,00	5,93
Muro di risvolto dx	95,08	5,08	9,27	6,54
Muro di risvolto sx	95,08	5,08	-9,27	6,54
	190,15	5,08	0,00	6,54

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	546,84	3,50	0,00	0,80
<i>tot</i>	1.268,55	3,27	0,00	3,81

Riassumendo

<i>Az. progetto</i>	N (t)	H_l (t)	H_t (t)	M_l (t*m)	M_t (t*m)
Peso proprio	1.268,55	0,00	0,00	4.146,01	0,00

5.07 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	11,49	5,01	-57,51
Speroni	2,92	4,81	-14,05
Soletta speroni	1,11	7,81	-8,70
Paraghiaia	2,59	9,94	-25,74
Mensola	0,25	11,33	-2,87
Muro di risvolto dx	3,29	6,54	-21,49
Muro di risvolto sx	3,29	6,54	-21,49
Orecchia dx	0,00	0,00	0,00
Orecchia sx	0,00	0,00	0,00
Platea di fondazione	18,90	0,80	-15,12
<i>TOT</i>	43,84		-166,96

SISMA TRASVERSALE

Risulta

	H_t (t)	e_{v,N} (m)	M_t (t*m)
Muro frontale	11,49	5,01	57,51
Speroni	2,92	4,81	14,05
Soletta speroni	1,11	7,81	8,70
Paraghiaia	2,59	9,94	25,74
Mensola	0,25	11,33	2,87
Muro di risvolto dx	3,29	6,54	21,49
Muro di risvolto sx	3,29	6,54	21,49
Orecchia dx	0,00	0,00	0,00
Orecchia sx	0,00	0,00	0,00
Platea di fondazione	18,90	0,80	15,12
<i>TOT</i>	43,84		166,96

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	1.268,55	0,00	0,00	4.146,01	0,00
Sisma long. orizzontale	0,00	43,84	0,00	-166,96	0,00
Sisma trasv. orizzontale	0,00	0,00	43,84	0,00	166,96
Sisma vert. + Incr. peso	60,89	0,00	0,00	199,01	0,00
Sisma vert. - Decr. peso	-60,89	0,00	0,00	-199,01	0,00

5.08 COMBINAZIONI DI CARICO DI TUTTE LE AZIONI

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

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

$$e_l = -1,40 \text{ m}$$

$$e_t = 0,45 \text{ m}$$

$$e_v = -8,41 \text{ m}$$

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

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

(momenti positivi se antiorari)

Azioni impalcato rispetto filo anteriore inf. platea						Cond. Norm. Eserc.
COMB.	N (t)	H _l (t)	H _t (t)	M _l (t*m)	M _t (t*m)	
1	458,79	1,43	21,95	645,26	412,47	
2	678,90	-0,44	24,62	1410,45	1164,25	
3	637,26	-0,44	24,62	1384,99	1192,41	
4	678,90	7,37	13,47	1322,93	1039,26	
5	637,26	7,37	13,47	1297,48	1067,42	

Perm.	6,7	458,79	0,00	0,00	642,31	206,46	Sisma Trasv.
Vert. +	6	22,02	0,00	0,00	30,83	9,91	
Vert. -	7	-22,02	0,00	0,00	-30,83	-9,91	
Orizz.	6,7	0,00	-9,09	12,99	90,44	129,16	
Perm.	8,9	458,79	0,00	0,00	642,31	206,46	Sisma Long.
Vert. +	8	22,02	0,00	0,00	30,83	9,91	
Vert. -	9	-22,02	0,00	0,00	-30,83	-9,91	
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 terreno e dal peso proprio degli elementi della spalla.

Azioni totali rispetto filo anteriore platea						
COMB.	N (t)	H_l (t)	H_t (t)	M_l (t*m)	M_t (t*m)	
1	3.062,33	750,45	21,95	8.468,17	412,47	Cond. Norm. Eserc.
2	3.282,44	748,58	24,62	9.233,37	1.164,25	
3	3.240,80	748,58	24,62	9.207,91	1.192,41	
4	3.282,44	756,39	13,47	9.145,85	1.039,26	
5	3.240,80	756,39	13,47	9.120,40	1.067,42	

<i>Perm.</i>	6,7	2.927,35	627,52	0,00	8.465,23	206,46	Sisma Trasv.
<i>Vert. +</i>	6	140,51	0,00	0,00	522,16	9,91	
<i>Vert. -</i>	7	-140,51	0,00	0,00	-522,16	-9,91	
<i>Orizz.</i>	6,7	0,00	0,00	98,30	90,44	567,30	
<i>Perm.</i>	8,9	2.927,35	627,52	0,00	8.465,23	206,46	Sisma Long.
<i>Vert. +</i>	8	140,51	0,00	0,00	522,16	9,91	
<i>Vert. -</i>	9	-140,51	0,00	0,00	-522,16	-9,91	
<i>Orizz.</i>	8,9	0,00	109,83	0,00	-625,73	0,00	

6. VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE DELLA SPALLA

6.01 VERIFICA DELLA FONDAZIONE SU PALI

Numero totale dei pali $N_p = 12$

Dimensioni platea di fondazione (m)

X	Y	Z
7,00	19,53	1,60

Area fondazione $136,71 \text{ m}^2$

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

X	Y
0,00	0,00

Baricentro palificata

X_G	Y_G
0,00	-0,94

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.

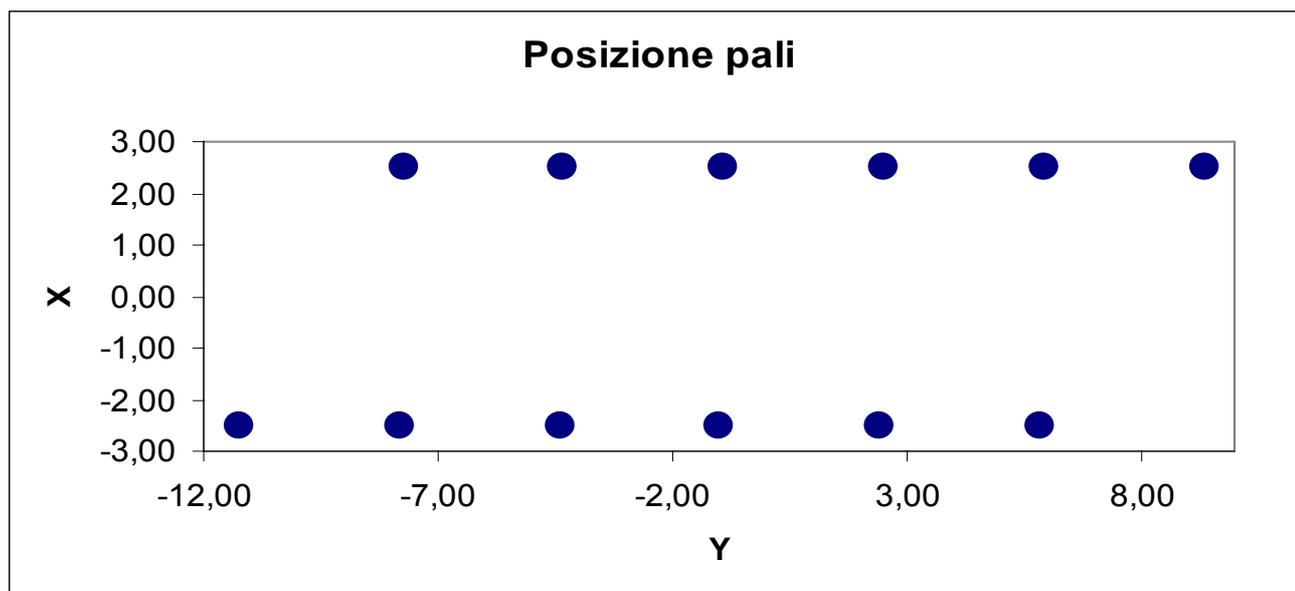
Momento d'inerzia fondazione rispetto al baricentro palificata (m^2)

J_l	J_t
75	445,645

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

Pali	X (m)	Y (m)	X_g (m)	Y_g (m)	W_l (m)	W_t (m)
1	2,50	9,35	2,50	10,30	30,00	43,29
2	2,50	5,93	2,50	6,88	30,00	64,80
3	2,50	2,52	2,50	3,46	30,00	128,84
4	2,50	-0,90	2,50	0,04	30,00	10869,40
5	2,50	-4,32	2,50	-3,38	30,00	-131,96
6	2,50	-7,74	2,50	-6,80	30,00	-65,58
7	-2,50	5,85	-2,50	6,80	-30,00	65,58
8	-2,50	2,43	-2,50	3,38	-30,00	131,96
9	-2,50	-0,99	-2,50	-0,04	-30,00	#####
10	-2,50	-4,40	-2,50	-3,46	-30,00	-128,84
11	-2,50	-7,82	-2,50	-6,88	-30,00	-64,80
12	-2,50	-11,24	-2,50	-10,30	-30,00	-43,29
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:

$$M_l = M_{l, \text{filo_platea}} - (N * e_{l, \text{pali}}) \quad e_{l, \text{pali}} = 3,50 \quad \text{m}$$

$$M_t = M_{t, \text{centro_platea}} - (N * e_{t, \text{pali}}) \quad e_{t, \text{pali}} = -0,94 \quad \text{m}$$

		Azioni totali rispetto baricentro palificata					
		N	H _l	H _t	M _l	M _t	
COMB.		(t)	(t)	(t)	(t*m)	(t*m)	
	1	3.062,33	750,45	21,95	-2.249,98	3.303,31	Cond. Norm. Eserc.
	2	3.282,44	748,58	24,62	-2.255,17	4.262,87	
	3	3.240,80	748,58	24,62	-2.134,88	4.251,72	
	4	3.282,44	756,39	13,47	-2.342,68	4.137,88	
	5	3.240,80	756,39	13,47	-2.222,39	4.126,74	
Perm.	6,7	2.927,35	627,52	0,00	-1.780,49	2.969,87	Sisma Trasv.
Vert. +	6	140,51	0,00	0,00	30,37	142,55	
Vert. -	7	-140,51	0,00	0,00	-30,37	-142,55	
Orizz.	6,7	0,00	0,00	98,30	90,44	567,30	
Perm.	8,9	2.927,35	627,52	0,00	-1.780,49	2.969,87	Sisma Long.
Vert. +	8	140,51	0,00	0,00	30,37	142,55	
Vert. -	9	-140,51	0,00	0,00	-30,37	-142,55	
Orizz.	8,9	0,00	109,83	0,00	-625,73	0,00	

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

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

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

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

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	406,5	447,2	439,4	447,2	439,5	393,9	368,0	406,8	377,8
2	381,2	414,5	406,8	415,5	407,8	366,7	342,0	382,9	356,1
3	355,8	381,8	374,2	383,7	376,2	339,4	315,9	359,0	334,4
4	330,5	349,1	341,6	352,0	344,5	312,2	289,9	335,1	312,7
5	305,2	316,4	309,0	320,3	312,9	284,9	263,9	311,3	291,0
6	279,8	283,7	276,4	288,5	281,2	257,6	237,8	287,4	269,4
7	230,6	263,4	263,7	258,5	258,9	253,7	226,6	223,9	195,1
8	205,2	230,7	231,1	226,8	227,3	226,4	200,6	200,0	173,4
9	179,9	198,0	198,5	195,1	195,6	199,2	174,6	176,2	151,7
10	154,6	165,3	165,9	163,3	164,0	171,9	148,5	152,3	130,1
11	129,2	132,6	133,3	131,6	132,3	144,6	122,5	128,4	108,4
12	103,9	99,9	100,7	99,9	100,7	117,4	96,5	104,6	86,7
13									
14									
15									
16									
17									
18									
19									
20									

N_{\max} (t) 406,5 447,2 439,4 447,2 439,5 393,9 368,0 406,8 377,8

N_{\min} (t) 103,9 99,9 100,7 99,9 100,7 117,4 96,5 104,6 86,7

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

Sollecitazioni a quota intradosso platea		
COMB.	H _l (t)	H _t (t)
1	750,5	21,9
2	748,6	24,6
3	748,6	24,6
4	756,4	13,5
5	756,4	13,5
6	627,5	98,3
7	627,5	98,3
8	737,4	0,0
9	737,4	0,0

T _l (t)	T _t (t)	T _{max} (t)
62,54	1,83	62,56
62,38	2,05	62,42
62,38	2,05	62,42
63,03	1,12	63,04
63,03	1,12	63,04
52,29	8,19	52,93
52,29	8,19	52,93
61,45	0,00	61,45
61,45	0,00	61,45

Il taglio massimo è dunque pari a $T_{max} = 63,04$ t

PALI		
SISM		ESER
406,8	N _{max}	447,2
86,7	N _{min}	99,9
61,4	T _{max}	63,0

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

$$\begin{aligned} \phi \text{ palo} &= \text{diametro del palo} = && 120,0 \text{ cm} \\ K_w &= \text{modulo di Winkler del terreno} = && 2.000 \text{ t/m}^3 \\ E_{cls} &= \text{modulo di elasticità del calcestruzzo} = && 311.769 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

risulta

$$L_o = 4,333 \text{ m}$$

da cui

$$M_{max} = 136,59 \text{ t*m}$$

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

$$N_{\max} = 447,2 \text{ t}$$

$$N_{\min} = 99,9 \text{ t}$$

Per quanto riguarda l'armatura, risulta

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

$$\text{Area armatura anulare} = 191,1 \text{ cm}^2$$

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

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)

$$\text{Angolo al centro asse neutro} = 233,61 \text{ }^\circ$$

$$\text{Distanza asse neutro da lembo compresso} = 87,06 \text{ cm}$$

$$\text{Tensione max di compressione Cls} = 95,12 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Tensione armatura tesa} = 433,37 \text{ kg/cm}^2$$

Verifica con sforzo normale minimo

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

$$\text{Angolo al centro asse neutro} = 157,078 \text{ }^\circ$$

$$\text{Distanza asse neutro da lembo compresso} = 48,08 \text{ cm}$$

$$\text{Tensione max di compressione Cls} = 87,9157 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Tensione armatura tesa} = 1.794,45 \text{ kg/cm}^2$$

7. AZIONI SUL MURO FRONTALE

7.01 AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO

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

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

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

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

Risulta allora:

$$e_l = 0,97 \quad \text{m}$$

$$e_v = -6,81 \quad \text{m}$$

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

AZIONI IMPALCATO rispetto baricentro muro						
	COMB.	N (t)	H _l (t)	H _t (t)	M _l (t*m)	M _t (t*m)
	1	458,79	1,43	21,95	-438,88	-
	2	678,90	-0,44	24,62	-197,90	-
	3	637,26	-0,44	24,62	-124,75	-
	4	678,90	7,37	13,47	-272,92	-
	5	637,26	7,37	13,47	-199,77	-
Perm.	8,9	458,79	0,00	0,00	-444,12	-
Vert. +	8	22,02	0,00	0,00	-21,32	-
Vert. -	9	-22,02	0,00	0,00	21,32	-
Orizz.	8,9	0,00	0,00	0,00	13,95	-

7.02 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:

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

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

$$K_a = 0,27099$$

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

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

Le azioni trasmesse dal terreno alla spalla sono la spinta attiva del terreno a tergo della spalla dovuta al peso del terreno 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)
19,53	6,81	3,07	464,77	104,56	3,29	4,94

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

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

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

si ha

$\Delta S_{a,t}$ (t)	$e_{\Delta Sa,t}$ (t*m)
18,16	6,59

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

<i>Az. progetto</i>	N (t)	H_l (t)	H_t (t)	M_l (t*m)	M_t (t*m)
Spinta attiva terreno	0,00	464,77	0,00	#####	0,00
Spinta attiva sovraccarico	0,00	104,56	0,00	-516,41	0,00
Sisma long. orizzontale	0,00	18,16	0,00	-119,56	0,00

7.03 AZIONI DOVUTE AL PESO PROPRIO

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

N_{muro} (t)	e_{l,muro} (m)	N_{paragh} (t)	e_{l,paragh} (m)	N_{soletta} (t)	e_{l,soletta} (m)	N_{mensola} (t)	e_{l,mensola} (m)
417,11	0,00	74,90	0,53	32,22	-1,04	7,32	-0,47

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 +soletta+mensola

H_l (t)	e_v (t)
18,37	4,33

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.	417,11	0,00	0,00	0,00	0,00
Peso proprio paraghiaia	74,90	0,00	0,00	39,84	0,00
Peso proprio soletta	32,22	0,00	0,00	-33,61	0,00
Peso proprio mensola	7,32	0,00	0,00	-3,43	0,00
Sisma long. orizzontale	0,00	18,37	0,00	-79,48	0,00
Sisma vert. + Incr. peso	25,51	0,00	0,00	0,13	0,00
Sisma vert. - Decr. peso	-25,51	0,00	0,00	-0,13	0,00

7.04 COMBINAZIONI DI CARICO DI TUTTE LE AZIONI

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

		AZIONI TOTALI rispetto al baricentro muro					
		N	H_l	H_t	M_l	M_t	
		(t)	(t)	(t)	(t*m)	(t*m)	
COMB.							
	1	990,35	570,76	21,95	-2482,81	-	Cond. Norm. Eserc.
	2	1210,46	568,89	24,62	-2241,83	-	
	3	1168,82	568,89	24,62	-2168,68	-	
	4	1210,46	576,70	13,47	-2316,85	-	
	5	1168,82	576,70	13,47	-2243,70	-	
<i>Perm.</i>	8,9	990,35	464,77	0,00	-1971,64	-	Sisma Long.
<i>Vert. +</i>	8	47,54	0,00	0,00	-21,18	-	
<i>Vert. -</i>	9	-47,54	0,00	0,00	21,18	-	
<i>Orizz.</i>	8,9	0,00	36,53	0,00	-185,09	-	

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

Per ciascuna delle due travi a T rovescia si ottiene:

		AZIONI su trave T rispetto al baricentro muro					
		N	H_l	H_t	M_l	M_t	
		(t/m)	(t/m)	(t/m)	(t*m/m)	(t*m/m)	
COMB.							
	1	495,17	285,38	10,97	-1241,40	-	Cond. Norm. Eserc.
	2	605,23	284,44	12,31	-1120,91	-	
	3	584,41	284,44	12,31	-1084,34	-	
	4	605,23	288,35	6,73	-1158,43	-	
	5	584,41	288,35	6,73	-1121,85	-	
<i>Vert. +</i>	8	518,94	250,65	0,00	-1078,97	-	Sisma Long.
<i>Vert. -</i>	9	471,41	250,65	0,00	-1067,77	-	

8. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI DELLA SPALLA

8.01 VERIFICA MURO FRONTALE

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

Altezza totale sezione	265,00	cm
Altezza ala	100,00	cm
Larghezza anima	160,00	cm
Larghezza ala	976,50	cm
Copriferro armatura compressa	5,00	cm
Copriferro armatura tesa	5,00	cm
Coefficiente di omogeneizzazione	15,00	
Area armatura compressa	30,00	cm ²
Area armatura tesa	260,00	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	-1241,40	t*m
Sforzo normale	495,17	t

Sezione parzializzata

Dist. asse neutro da lembo compresso	134,20	cm
Tensione max cls	65,91	kg/cm ²
Tensione armatura tesa	-926,78	kg/cm ²
Tensione armatura compressa	951,80	kg/cm ²

Combinazione 2

Momento flettente	-1120,91	t*m
Sforzo normale	605,23	t

Sezione parzializzata

Dist. asse neutro da lembo compresso	159,10	cm
Tensione max cls	56,62	kg/cm ²
Tensione armatura tesa	-538,63	kg/cm ²
Tensione armatura compressa	822,56	kg/cm ²

Combinazione 3

Momento flettente	-1084,34	t*m
Sforzo normale	584,41	t

Sezione parzializzata

Dist. asse neutro da lembo compresso	158,90	cm
Tensione max cls	54,79	kg/cm2
Tensione armatura tesa	-522,90	kg/cm2
Tensione armatura compressa	795,98	kg/cm2

Combinazione 4

Momento flettente	-1158,43	t*m
Sforzo normale	605,23	t

Sezione parzializzata

Dist. asse neutro da lembo compresso	155,68	cm
Tensione max cls	58,89	kg/cm2
Tensione armatura tesa	-591,96	kg/cm2
Tensione armatura compressa	855,03	kg/cm2

Combinazione 5

Momento flettente	-1121,85	t*m
Sforzo normale	584,41	t

Sezione parzializzata

Dist. asse neutro da lembo compresso	155,39	cm
Tensione max cls	57,07	kg/cm2
Tensione armatura tesa	-576,29	kg/cm2
Tensione armatura compressa	828,45	kg/cm2

Combinazione 8

Momento flettente	-1078,97	t*m
Sforzo normale	518,94	t

Sezione parzializzata

Dist. asse neutro da lembo compresso	147,96	cm
Tensione max cls	55,69	kg/cm2
Tensione armatura tesa	-632,64	kg/cm2
Tensione armatura compressa	807,17	kg/cm2

Combinazione 9

Momento flettente -1067,77 t*m
Sforzo normale 471,41 t

Sezione parzializzata

Dist. asse neutro da lembo compresso 141,09 cm
Tensione max cls 55,89 kg/cm²
Tensione armatura tesa -706,51 kg/cm²
Tensione armatura compressa 808,62 kg/cm²

Riassumendo per le varie combinazioni si ha

	1	2	3	4	5	8	9
y_n	134,2	159,1	158,9	155,7	155,4	148,0	141,1
$\sigma_{c,max}$	65,9	56,6	54,8	58,9	57,1	55,7	55,9
$\sigma_{a,t}$	-926,8	-538,6	-522,9	-592,0	-576,3	-632,6	-706,5
$\sigma_{a,c}$	951,8	822,6	796,0	855,0	828,5	807,2	808,6

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

8.02 VERIFICA MURO PARAGHIAIA

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

Condizione di esercizio

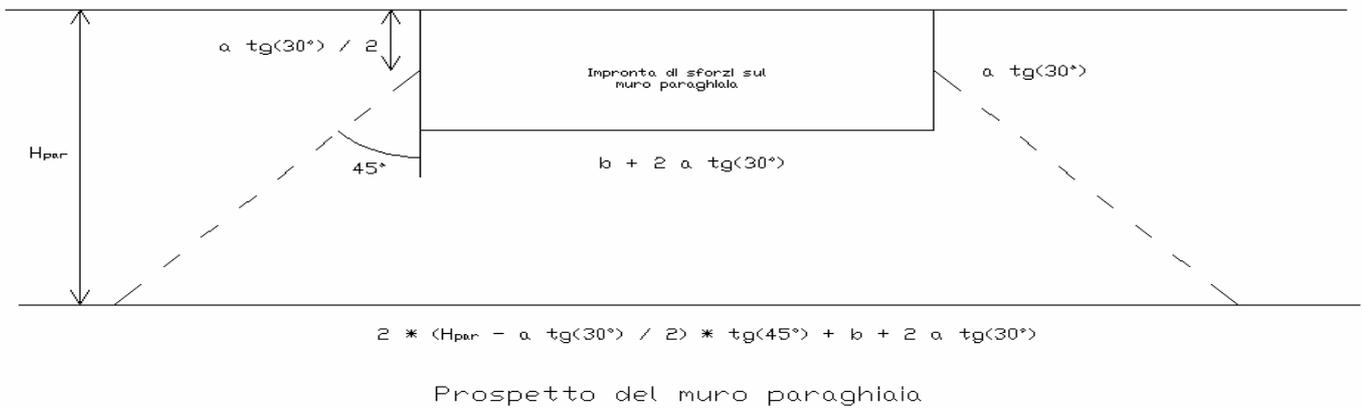
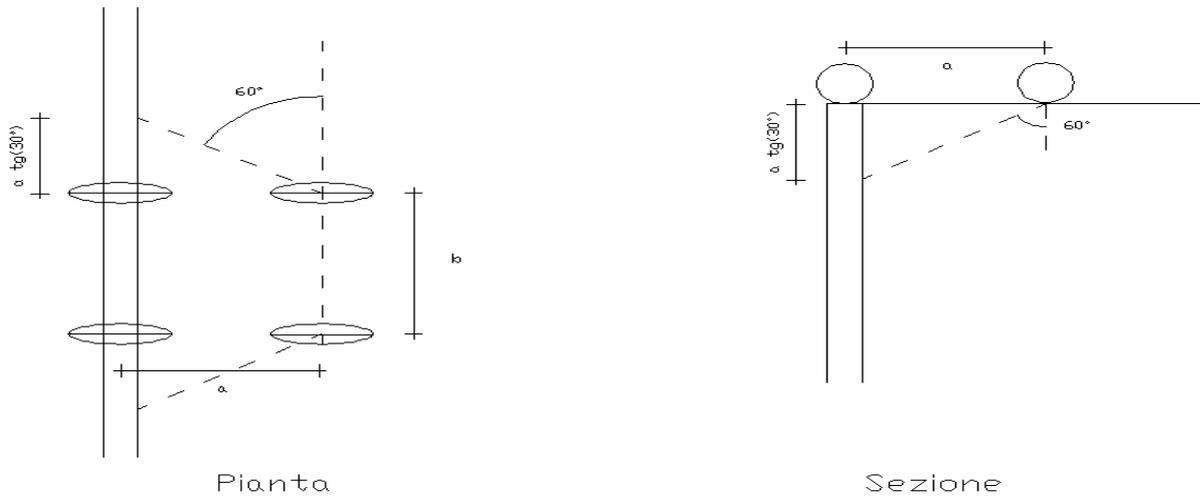
Il muro paraghiaia è sollecitato dalla spinta attiva del terreno e del sovraccarico q_s su questo. Vanno inoltre considerate le azioni di un asse che freni sul paraghiaia e le azioni eventualmente trasmesse dall'impalcato.

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

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

$$K_a = 0,27099$$

B_{tpar} (m)	H_{par} (m)	$S_{a,t}$ (t)	$S_{a,s}$ (t)	$e_{Sa,t}$ (m)	$e_{Sa,s}$ (m)
19,53	3,07	44,83	32,47	1,02	1,53



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

$$M_{I3} = F * (H_{par} - 0,8655/2) / L_{impronta} = -1,17 \quad \text{t*m/m}$$

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

H_f (t)	H_{attr} (t)	e (m)	M_f (t*m)	M_{attr} (t*m)
0,00	11,27	0,00	0,00	0,00

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

$$M_l = M_{l1} + M_{l2} + M_{l3} + (M_f + M_{attr}) / B_{l,p} = -7,58 \quad t^*m/m$$

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 $b + 2 * H_{par}$

$$N = 6,29 \quad t/m$$

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:

$$\begin{aligned} C &= 0,02 & \theta &= \arctg(C) = 1,146^\circ \\ i' &= i + \theta = \theta = 1,146^\circ \\ \beta' &= \beta + \theta = \theta = 1,146^\circ \\ \alpha &= 90^\circ - \beta' : 88,854^\circ \\ \phi' &= 35^\circ \end{aligned}$$

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 (spiccatto 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)
19,53	3,07	46,59	2,05	-4,88

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

$H_{s,sism}$ (t)	e (m)	M_{sism} (t*m/m)
0,00	0,00	0,00

In totale per il momento longitudinale M_l si ha:

$$M_l = M_{l1} + M_{\text{sisim}} = -4,88 \quad \text{t*m/m}$$

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

$$N = 3,65 \quad \text{t/m}$$

Segue la verifica a pressoflessione:

Altezza totale della sezione	50,00	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	15,71	cm ²
Area armatura compressa	15,71	cm ²

Condizioni di esercizio

Sezione parzializzata		
Dist. asse neutro da lembo compresso	13,14	cm
Tensione max cls	27,17	kg/cm ²
Tensione armatura tesa	987,97	kg/cm ²
Tensione armatura compressa	-252,44	kg/cm ²

Condizioni sismiche

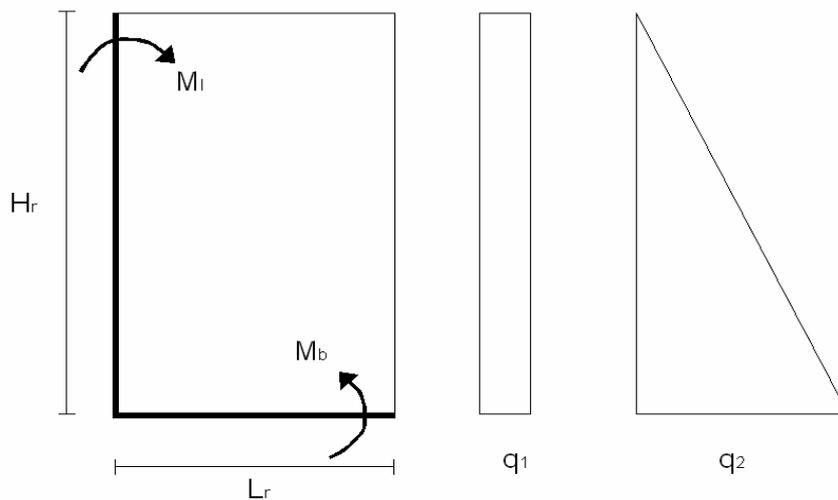
Sezione parzializzata		
Dist. asse neutro da lembo compresso	12,95	cm
Tensione max cls	17,46	kg/cm ²
Tensione armatura tesa	647,91	kg/cm ²
Tensione armatura compressa	-160,76	kg/cm ²

8.03 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:

$$\begin{aligned}q_1 &= q_s * K_a = 0,54 \quad \text{t/m}^2 \\ q_2 &= \gamma_t * K_a * H_r = 4,82 \quad \text{t/m}^2\end{aligned}$$



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

$$\gamma = L_r / H_r = 0,390$$

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 :

$$\begin{aligned}M_b &= -21,11 \quad \text{t*m/m} \\ N_b &= 24,695 \quad \text{t/m}\end{aligned}$$

Segue la verifica a pressoflessione della sezione

Altezza totale della sezione	100,00	cm
Larghezza sezione	100,00	cm
Copriferro armatura tesa	5,00	cm
Copriferro armatura compressa	5,00	cm
coeff. omogeneizzazione n	15	

Area armatura tesa	15,70	cm ²
Area armatura compressa	10,05	cm ²

Sezione parzializzata

Dist. asse neutro da lembo compresso	28,91	cm
Tensione max cls	23,94	kg/cm ²
Tensione armatura tesa	821,17	kg/cm ²
Tensione armatura compressa	-297,01	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:

$$M_1 = -14,94 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

Segue la verifica a flessione semplice della sezione

Dati di calcolo	M_{ver}	S_{p_r}	c^{tesa}	c^{compr}	coeff. omogen	A_f^{tesa}	A_f^{compr}
	(t*m/m)	(cm)	(cm)	(cm)	.	(cm²/m)	(cm²/m)
	-14,94	100,00	5	5	15	15,7	10,05

Risultati	y_n	σ_c	$\sigma_{c,amm}$	σ_{at}	σ_{ac}	$\sigma_{a,amm}$
	(cm)	(kg/cm²)	(kg/cm²)	(kg/cm²)	(kg/cm²)	(kg/cm²)
	17,988	16,6	110,0	1.068,0	-180,1	2.600,0

Legenda dati di calcolo:

M_{ver} = momento flettente.

H_p = altezza totale della sezione di verifica

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

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

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

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

Legenda risultati:

y_n = distanza asse neutro dal lembo compresso

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

8.05 VERIFICA PLATEA DI FONDAZIONE

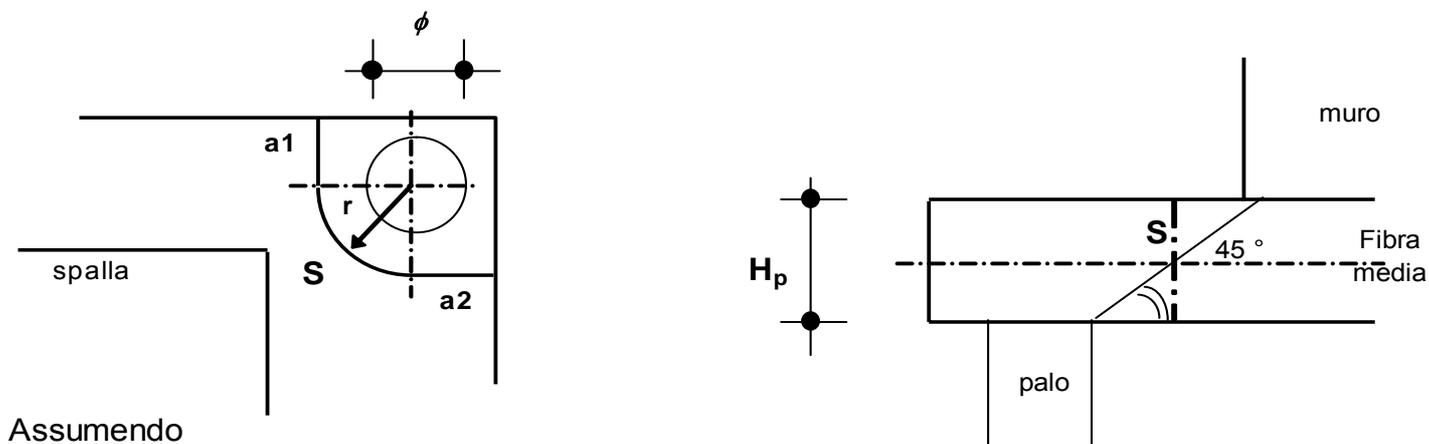
VERIFICA A PUNZONAMENTO

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):

$$\text{Reazione max palo d'angolo } N_{p,\max} = 447,217 \text{ t}$$

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



Assumendo

$$\begin{aligned} a1 &= 1,00 \text{ m} \\ a2 &= 1,00 \text{ m} \\ r &= 1,40 \text{ m} \end{aligned}$$

si ha:

$$S = H_p \cdot (a1 + \pi \cdot r / 2 + a2) = 6,72 \text{ m}^2$$

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

$$\tau_{cls} = N_{p,\max} / S = 6,66 \text{ kg/cm}^2$$

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:

$$S_p = 2,15 \text{ m}$$

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

$$N = 447,22 \text{ t}$$

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

$$e = 1,15 \text{ m}$$

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

$$b_{\text{collab.}} = 3,418 \text{ m}$$

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:

$$M_{\text{ver}} = N \cdot e / b_{\text{collab.}} - \gamma_{\text{cls}} \cdot H_p \cdot S_p^2 / 2 = 141,22 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

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)
	141,22	160	5	5	15	53,09	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)
	39,544	42,5	97,5	1.859,6	-556,4	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)

$$T = N^{rid} / b_{collab.} - \gamma_{cls} * H_p * S_p = 39,94 \text{ t/m}$$

da cui:

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

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

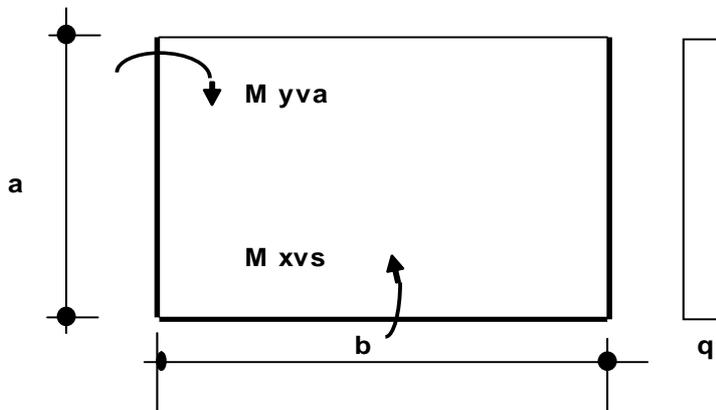
$$R_{ck} \text{ fondazione} = 300 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\tau_{c1} = 18,2857 \text{ kg/cm}^2$$

VERIFICA DELLA PLATEA 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

$$a = 3,85 \text{ m} \qquad b = 18,53 \text{ m}$$

Pali con effetto flettente rispetto alla platea di fondazione: 8-11

Area d'influenza: $a' = 3,85 \text{ m}$ $b' = 18,53 \text{ m}$

Per il terreno portato si ha :

$$q_{\text{terreno}} = \gamma_t * (H_m + H_{\text{par}}) = 17,78 \text{ t/m}^2$$

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:

$$q_{\text{platea}} = \gamma_{\text{cls}} * H_p = 4,00 \text{ t/m}^2$$

Condizione di esercizio

Si considerano le verifiche sia con il massimo che con il minimo carico verticale sui pali:

a) - Max. carico verticale sui pali

Per la reazione dei pali si ha:

$$\begin{aligned}\Sigma N_{\text{pali}} &= -728,8 \text{ t} \\ q_{\text{pali}} = \Sigma N_{\text{pali}} / (a' * b') &= -10,22 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

da cui si ottiene il carico risultante:

$$q_1 = q_{\text{terreno}} + q_s + q_{\text{platea}} - q_{\text{pali}} = 13,56 \text{ t/m}^2$$

b) - Min. carico verticale sui pali

Per la reazione dei pali si ha:

$$\begin{aligned}\Sigma N_{\text{pali}} &= -668,9 \text{ t} \\ q_{\text{pali}} = \Sigma N_{\text{pali}} / (a' * b') &= -9,38 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

da cui si ottiene il carico risultante:

$$q_2 = q_{\text{terreno}} + q_s + q_{\text{platea}} - q_{\text{pali}} = 14,40 \text{ t/m}^2$$

Condizione sismica

Per la condizione sismica interessa il solo sisma longitudinale, ovvero le combinazioni di carico 8 (che comprende il sisma verticale con incremento dei pesi) e 9 (che comprende il sisma verticale con decremento dei pesi)

a) - Combinazione di carico 8 (incremento pesi)

Per la reazione dei pali si ha:

$$\begin{aligned}\Sigma N_{\text{pali}} &= -657,0 \text{ t} \\ q_{\text{pali}} = \Sigma N_{\text{pali}} / (a' * b') &= -9,21 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

tale reazione va sommata al carico del terreno e della platea moltiplicati per il fattore $(1+K_v)$, che consente di tenere conto del sisma verticale positivo, con incremento dei pesi.

Il carico risultante è dunque:

$$q_3 = (q_{\text{terreno}} + q_{\text{platea}}) * (1+K_v) - q_{\text{pali}} = 13,62 \text{ t/m}^2$$

b) - Combinazione di carico 9 (decremento pesi)

Per la reazione dei pali si ha:

$$\begin{aligned}\Sigma N_{\text{pali}} &= -563,6 \quad \text{t} \\ q_{\text{pali}} &= \Sigma N_{\text{pali}} / (a' * b') = -7,90 \quad \text{t/m}^2\end{aligned}$$

tale reazione va sommata al carico del terreno e della platea moltiplicati per il fattore $(1-K_v)$, che consente di tenere conto del sisma verticale negativo, con decremento dei pesi.

Il carico risultante è dunque:

$$q_4 = (q_{\text{terreno}} + q_{\text{platea}}) * (1 - K_v) - q_{\text{pali}} = 13,88 \quad \text{t/m}^2$$

La verifica a flessione della platea va fatta sia nei riguardi del carico risultante massimo, q_{max} , sia del carico risultante minimo, q_{min}

$$q_{\text{max}} = 14,40 \quad \text{t/m}^2$$

$$q_{\text{min}} = 13,56 \quad \text{t/m}^2$$

Come coefficiente dimensionale per la tabella 1.35 del Bares risulta:

$$\gamma = a/b = 0,2078 \quad (\text{non si risente dell'effetto piastra})$$

Per il carico $q=q_{\text{max}}$ si ha

(momento negativo se tende le fibre superiori)

M_{yva}	=	M trasv. di bordo all'incastro muri di risvolto	0,00	t*m/m
M_{xvs}	=	M longitudinale all'incastro muro frontale	-106,75	t*m/m
M_{yas}	=	M trasv. di bordo a centro lastra	0,00	t*m/m
M_{xs}	=	M longitudinale a centro lastra	0,00	t*m/m

Segue il calcolo dell'armatura di verifica:

coeff. omogeneizzazione = 15

Dati di calcolo	Arm. di verifica	sez.	M_{ver} (t*m/m)	H_p (cm)	c^{tesa} (cm)	c^{compr} (cm)	A_f^{tesa} (cm ² /m)	A_f^{compr} (cm ² /m)
	Arm. trasversale	incastro	0,00	160				
	Arm. longitud.	incastro	-106,75	160	5	5	39,8	26,55
	Arm. trasversale	centro	0,00	160				
	Arm. longitud.	centro	0,00	160				

Risultati	Arm. di verifica	sez.	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)
	Arm. trasversale	incastro	8,458					
	Arm. longitud.	incastro	22,004	60,0	97,5	1.814,0	-231,9	2.600
	Arm. trasversale	centro	8,458					
	Arm. longitud.	centro	8,458					

Per il carico $q=q_{min}$ si ha

(momento negativo se tende le fibre superiori)

M_{yva} =	M trasv. di bordo all'incastro muri di risvolto	0,00	t*m/m
M_{xvs} =	M longitudinale all'incastro muro frontale	-100,53	t*m/m
M_{yas} =	M trasv. di bordo a centro lastra	0,00	t*m/m
M_{xs} =	M longitudinale a centro lastra	0,00	t*m/m

Segue il calcolo dell'armatura di verifica:

coeff. omogeneizzazione = 15

Dati di calcolo	Arm. di verifica	sez.	M_{ver} (t*m/m)	H_p (cm)	c^{tesa} (cm)	c^{compr} (cm)	A_f^{tesa} (cm ² /m)	A_f^{compr} (cm ² /m)
	Arm. trasversale	incastro	0,00	160				
	Arm. longitud.	incastro	-100,53	160	5	5	39,8	26,55
	Arm. trasversale	centro	0,00	160				
	Arm. longitud.	centro	0,00	160				

Risultati	Arm. di verifica	sez.	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)
	Arm. trasversale	incastro	8,458					
	Arm. longitud.	incastro	22,004	56,5	97,5	1.708,2	-218,4	2.600
	Arm. trasversale	centro	8,458					
	Arm. longitud.	centro	8,458					

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 B carr Dx (fissa)

4. 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)
1,00	0,000	19,53	5,18

Speroni

Si indica con $B_{l\text{per}}$ la larghezza longitudinale dei due speroni, con $B_{t\text{per}}$ la loro larghezza trasversale e con H_{per} la loro altezza

$B_{l\text{per}}$ (m)	$B_{t\text{per}}$ (m)	H_{per} (m)
1,65	1,60	4,78

Soletta speroni

Si indica con $B_{l\text{sol}}$ la larghezza longitudinale della soletta sopra gli speroni, con $B_{t\text{sol}}$ la sua larghezza trasversale e con H_{sol} la sua altezza

$B_{l\text{sol}}$ (m)	$B_{t\text{sol}}$ (m)	H_{sol} (m)
1,65	19,53	0,40

Paraghiaia

Si indica con $B_{l\text{par}}$ lo spessore del muro paraghiaia, con $B_{t\text{par}}$ la larghezza trasversale del muro e con H_{par} l'altezza del muro paraghiaia al di sopra del muro frontale.

$B_{l\text{par}}$ (m)	$B_{t\text{par}}$ (m)	H_{par} (m)
0,50	19,53	3,07

Mensola

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

L_{ms} (m)	B_{tms} (m)	$H_{ms,min}$ (m)	$H_{ms,max}$ (m)
0,50	19,53	0,30	0,30

Muri di risvolto

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

Elem.	Spt_r (m)	$Pend._r$ %	L_r (m)	H_r (m)
Dx	1,00	0,000	3,85	8,25
SX	1,00	0,000	3,85	8,25

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)
7,00	19,53	1,60	2,15

5. 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.

5.01 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 proseguo della presente relazione.

AZIONI VERTICALI

CARICHI PERMANENTI

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

$$N_{app} = 458,79 \text{ t}$$

CARICHI ACCIDENTALI

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

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

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

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

DISP. 1 Max carico verticale N

N	M_l	M_t
220,1	423,5	604,9

DISP. 2 Max momento trasversale M_t

N	M_l	M_t
178,5	456,4	651,8

AZIONI ORIZZONTALI

AZIONI TRASVERSALI

Vento trasversale sull'impalcato

Si considera il seguente carico di riferimento :

$$q_{\text{vento}} = 0,025 \text{ kg/cm}^2$$

Vengono analizzate due distinte situazioni di carico:

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

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

(1) Impalcato scarico

H_l (t)	H_t (t)	M_l (t*m)	M_t (t*m)
-9,84	14,05	15,01	21,43

(2) Impalcato carico

	H_l (t)	H_t (t)	M_l (t*m)	M_t (t*m)
$K_w=0,6$	-11,71	16,73	32,78	46,81
$K_w=0,2$	-3,90	5,58	10,93	15,60

AZIONI LONGITUDINALI

Frenatura

La forza è applicata lungo l'asse longitudinale e agisce a livello della pavimentazione. Il punto di applicazione della forza sulla spalla è posto ad un'altezza rispetto agli appoggi pari a

$$h = 1,53 \text{ m}$$

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

La forza di frenatura H_f è dunque pari a:

$$H_l = 13,76 \quad H_t = 9,64 \quad (t)$$

e genera un momento M_f pari a:

$$M_l = -21,11 \quad M_t = 14,78 \quad (t \cdot m)$$

Resistenza parassita dei vincoli

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

L'attrito dei vincoli risulta pari a

$$H_l = 11,27 \quad H_t = 7,89 \quad (t)$$

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

$$h = 1,53 \quad m$$

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

$$M_l = -17,30 \quad M_t = 12,11 \quad (t \cdot m)$$

5.02 AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO IN CONDIZIONI DI SISMA

Le azioni sismiche si dividono in azioni orizzontali e azioni verticali

Forza sismica orizzontale

$$H_s = K_h * W_h$$

dove

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

W_h

S

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

$$R = 1,00$$

$$\varepsilon = 1,20$$

$$\beta = 1,20$$

$$I = 1,20$$

CARICHI PERMANENTI

grado di sismicità

coefficiente di intensità sismica

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

coefficiente di fondazione

coefficiente di struttura ISOSTATICA

coefficiente di protezione sismica

Forza sismica verticale

$$N_s = K_v * W_v$$

dove

$$K_v = m * C * I$$

W_v

CARICHI PERMANENTI

S

grado di sismicità

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

coefficiente di intensità sismica

$$m = 2,00$$

coefficiente verticale

$$I = 1,20$$

coefficiente di protezione sismica

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

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

SISMA TRASVERSALE

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

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

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

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

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

$$M = H * h_{bar,p}$$

Zona sismica di categoria IV

$h_{bar,p}$	Orizzont.				Vert.
	H_l	H_t	M_l	M_t	$\Delta N_{s,t}$
1,53	(t)	(t)	(t*m)	(t*m)	(t)
	-9,09	12,99	13,95	19,92	22,02

SISMA LONGITUDINALE

Per il sisma longitudinale i carichi permanenti W_h sono pari al peso dell'impalcato

$$W_h = N_{imp}$$

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 $h_{sism,l}$

$h_{sism,l}$	Orizzont.				Vert.
	H_l	H_t	M_l	M_t	$\Delta N_{s,t}$
	(t)	(t)	(t*m)	(t*m)	(t)
1,53	25,98	18,19	-39,85	27,90	22,02

5.03 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_l (t)	H_t (t)	M_l (t*m)	M_t (t*m)
Permanenti	458,79	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento (1) * 1.0	0,00	-9,84	14,05	15,01	21,43
Attrito * 1.00	0,00	11,27	7,89	-17,30	12,11
TOT	458,79	1,43	21,95	-2,29	33,54

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	458,79	0,00	0,00	0,00	0,00
Acc. disp. 1	220,11	0,00	0,00	423,53	604,87
Vento (2) * 0.60	0,00	-11,71	16,73	32,78	46,81
Attrito * 1.00	0,00	11,27	7,89	-17,30	12,11
TOT	678,90	-0,44	24,62	439,02	663,79

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	458,79	0,00	0,00	0,00	0,00
Acc. disp. 2	178,47	0,00	0,00	456,37	651,77
Vento (2) * 0.60	0,00	-11,71	16,73	32,78	46,81
Attrito * 1.00	0,00	11,27	7,89	-17,30	12,11
TOT	637,26	-0,44	24,62	471,86	710,69

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	458,79	0,00	0,00	0,00	0,00
Acc. disp. 1	220,11	0,00	0,00	423,53	604,87
Fren. * 1.00	0,00	13,76	9,64	-21,11	14,78
Vento (2) * 0.20	0,00	-3,90	5,58	10,93	15,60
Attrito * 1.00	0,00	11,27	7,89	-17,30	12,11
TOT	678,90	21,13	23,11	396,05	647,36

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	458,79	0,00	0,00	0,00	0,00
Acc. disp. 2	178,47	0,00	0,00	456,37	651,77
Fren. * 1.00	0,00	13,76	9,64	-21,11	14,78
Vento (2) * 0.20	0,00	-3,90	5,58	10,93	15,60
Attrito * 1.00	0,00	11,27	7,89	-17,30	12,11
TOT	637,26	21,13	23,11	428,90	694,27

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	458,79	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma orizz. trasv.	0,00	-9,09	12,99	13,95	19,92
Sisma vert. +	22,02	0,00	0,00	0,00	0,00
TOT	480,82	-9,09	12,99	13,95	19,92

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	458,79	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma orizz. trasv.	0,00	-9,09	12,99	13,95	19,92
Sisma vert. -	-22,02	0,00	0,00	0,00	0,00
TOT	436,77	-9,09	12,99	13,95	19,92

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	458,79	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma orizz. long.	0,00	25,98	18,19	-39,85	27,90
Sisma vert. +	22,02	0,00	0,00	0,00	0,00
TOT	480,82	25,98	0,00	-39,85	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	458,79	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma orizz. long.	0,00	25,98	18,19	-39,85	27,90
Sisma vert. -	-22,02	0,00	0,00	0,00	0,00
TOT	436,77	26,0	0,00	-39,8	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						Cond. Norm. Eserc.
COMB.	N (t)	H _l (t)	H _t (t)	M _l (t*m)	M _t (t*m)	
1	458,79	1,43	21,95	-2,29	33,54	
2	678,90	-0,44	24,62	439,02	663,79	
3	637,26	-0,44	24,62	471,86	710,69	
4	678,90	21,13	23,11	396,05	647,36	
5	637,26	21,13	23,11	428,90	694,27	

Perm.	6,7	458,79	0,00	0,00	0,00	0,00	Sisma Trasv.
Vert. +	6	22,02	0,00	0,00	0,00	0,00	
Vert. -	7	-22,02	0,00	0,00	0,00	0,00	
Orizz.	6,7	0,00	-9,09	12,99	13,95	19,92	
Perm.	8,9	458,79	0,00	0,00	0,00	0,00	Sisma Long.
Vert. +	8	22,02	0,00	0,00	0,00	0,00	
Vert. -	9	-22,02	0,00	0,00	0,00	0,00	
Orizz.	8,9	0,00	25,98	18,19	-39,85	27,90	

5.04 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+paraghiaia, con $Pend._m$ l'inclinazione della parete posteriore del muro frontale, con $S_{pt,r}$, $Pend._r$ e H_r lo spessore, l'inclinazione posteriore e l'altezza dei muri di risvolto, si ha, con e_{Qt} ed e_{Qs} le eccentricità dei carichi Q_t e Q_s rispetto al filo anteriore della platea di fondazione:

B_{lp} (m)	B_{tp} (m)	S_p (m)	$B_{lm,sup}$ (m)	$Pend._m$ %	H_{m+par} (m)	$S_{pt,r}$ dx (m)	$Pend._r$ dx %	$S_{pt,r}$ sx (m)
7,00	19,53	2,15	1,00	0	8,25	1,00	0	1,00

$Pend._r$ sx %	H_r dx (m)	H_r sx (m)
0	8,25	8,25

Q_t (t)	Q_s (t)	e_{Qt} (m)	e_{Qs} (m)
1.001,99	134,98	5,08	5,08

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)
19,53	1,60	8,25	461,95	104,24	3,28	4,92

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

<i>Az. progetto</i>	N (t)	H_l (t)	H_t (t)	M_l (t*m)	M_t (t*m)
Terreno sopra platea	1.136,97	0,00	0,00	5.770,13	0
Spinta della terra	0,00	461,95	0,00	-1.516,43	0,00
Spinta per carico acc.	0,00	104,24	0,00	-513,28	0,00
<i>TOT</i>	1.136,97	566,19	0,00	3.740,43	0,00

5.05 AZIONI TRASMESSE DAL TERRENO IN CONDIZIONI DI SISMA

SISMA LONGITUDINALE

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

$$\begin{aligned}
 C &= 0,02 & \theta &= \arctg(C) = 1,146^\circ \\
 i' &= i + \theta = 1,146^\circ \\
 \beta' &= \beta + \theta = 1,146^\circ \\
 \alpha &= 90^\circ - \beta' = 88,854^\circ \\
 \phi' &= 35^\circ
 \end{aligned}$$

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

$$K_{a,s} = 0,2816$$

da cui si calcola un coefficiente orizzontale di spinta pari a

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

da cui si calcola l'incremento di spinta del terreno durante il sisma $\Delta S_{a,t}$. Si ha inoltre la forza d'inerzia F_{iQt} che si trasmette per attrito alla platea di fondazione, e la forza d'inerzia verticale $\Delta Q_{s,t}$, derivanti dal terreno al di sopra della platea di fondazione,. Ricordando

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

si ha

B_{tp} (m)	H_p (m)	H_m (m)	H_{par} (m)
19,53	1,60	5,18	3,07

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)
18,05	6,57	-118,48	34,63	5,72	-198,22	48,10

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)
34,63	5,72	198,22	48,10

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	1.001,99	0,00	0,00	5.770,13	0,00
Spinta attiva terreno	0,00	566,19	0,00	-2.029,70	0,00
Sisma long. orizzontale	0,00	52,67	0,00	-316,69	0,00
Sisma trasv. orizzontale	0,00	0,00	34,63	0,00	198,22
Sisma vert. + Incr. peso	48,10	0,00	0,00	244,08	0,00
Sisma vert. +Decr. peso	-48,10	0,00	0,00	-244,08	0,00

5.06 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	252,91	2,65	0,00	4,19
Speroni	63,10	1,33	0,00	3,99
Soletta speroni	32,22	1,33	0,00	6,18
Paraghiaia	74,90	2,90	0,00	8,31
Mensola	7,32	1,90	0,00	9,70
	430,46	2,39	0,00	5,12
Muro di risvolto dx	79,39	5,08	9,27	5,72
Muro di risvolto sx	79,39	5,08	-9,27	5,72
	158,77	5,08	0,00	5,72

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	546,84	3,50	0,00	0,80
----------------------	--------	------	------	------

tot 1.136,07 3,30 0,00 3,13

Riassumendo

<i>Az. progetto</i>	N (t)	H_l (t)	H_t (t)	M_l (t*m)	M_t (t*m)
Peso proprio	1.136,07	0,00	0,00	3.747,36	0,00

5.07 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	8,74	4,19	-36,62
Speroni	2,18	3,99	-8,70
Soletta speroni	1,11	6,18	-6,88
Paraghiaia	2,59	8,31	-21,52
Mensola	0,25	9,70	-2,45
Muro di risvolto dx	2,74	5,72	-15,70
Muro di risvolto sx	2,74	5,72	-15,70
Orecchia dx	0,00	0,00	0,00
Orecchia sx	0,00	0,00	0,00
Platea di fondazione	18,90	0,80	-15,12
<i>TOT</i>	39,26		-122,71

SISMA TRASVERSALE

Risulta

	H_t (t)	e_{v,N} (m)	M_t (t*m)
Muro frontale	8,74	4,19	36,62
Speroni	2,18	3,99	8,70
Soletta speroni	1,11	6,18	6,88
Paraghiaia	2,59	8,31	21,52
Mensola	0,25	9,70	2,45
Muro di risvolto dx	2,74	5,72	15,70
Muro di risvolto sx	2,74	5,72	15,70
Orecchia dx	0,00	0,00	0,00
Orecchia sx	0,00	0,00	0,00
Platea di fondazione	18,90	0,80	15,12
<i>TOT</i>	39,26		122,71

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	1.136,07	0,00	0,00	3.747,36	0,00
Sisma long. orizzontale	0,00	39,26	0,00	-122,71	0,00
Sisma trasv. orizzontale	0,00	0,00	39,26	0,00	122,71
Sisma vert. + Incr. peso	54,53	0,00	0,00	179,87	0,00
Sisma vert. - Decr. peso	-54,53	0,00	0,00	-179,87	0,00

5.08 COMBINAZIONI DI CARICO DI TUTTE LE AZIONI

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

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

$$e_l = -1,40 \text{ m}$$

$$e_t = 0,45 \text{ m}$$

$$e_v = -6,78 \text{ m}$$

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

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

(momenti positivi se antiorari)

Azioni impalcato rispetto filo anteriore inf. platea						Cond. Norm. Eserc.
COMB.	N (t)	H _l (t)	H _t (t)	M _l (t*m)	M _t (t*m)	
1	458,79	1,43	21,95	630,30	388,81	
2	678,90	-0,44	24,62	1392,44	1136,23	
3	637,26	-0,44	24,62	1366,99	1164,39	
4	678,90	21,13	23,11	1203,24	1109,53	
5	637,26	21,13	23,11	1177,78	1137,69	

Perm.	6,7	458,79	0,00	0,00	642,31	206,46	Sisma Trasv.
Vert. +	6	22,02	0,00	0,00	30,83	9,91	
Vert. -	7	-22,02	0,00	0,00	-30,83	-9,91	
Orizz.	6,7	0,00	-9,09	12,99	75,61	107,99	
Perm.	8,9	458,79	0,00	0,00	642,31	206,46	Sisma Long.
Vert. +	8	22,02	0,00	0,00	30,83	9,91	
Vert. -	9	-22,02	0,00	0,00	-30,83	-9,91	
Orizz.	8,9	0,00	25,98	18,19	-215,97	151,22	

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						
COMB.	N (t)	H_l (t)	H_t (t)	M_l (t*m)	M_t (t*m)	
1	2.731,83	567,62	21,95	8.118,08	388,81	Cond. Norm. Eserc.
2	2.951,94	565,75	24,62	8.880,23	1.136,23	
3	2.910,30	565,75	24,62	8.854,77	1.164,39	
4	2.951,94	587,32	23,11	8.691,03	1.109,53	
5	2.910,30	587,32	23,11	8.665,57	1.137,69	

<i>Perm.</i>	6,7	2.596,85	461,95	0,00	8.130,10	206,46	Sisma Trasv.
<i>Vert. +</i>	6	124,65	0,00	0,00	454,79	9,91	
<i>Vert. -</i>	7	-124,65	0,00	0,00	-454,79	-9,91	
<i>Orizz.</i>	6,7	0,00	0,00	86,88	75,61	428,91	
<i>Perm.</i>	8,9	2.596,85	461,95	0,00	8.130,10	206,46	Sisma Long.
<i>Vert. +</i>	8	124,65	0,00	0,00	454,79	9,91	
<i>Vert. -</i>	9	-124,65	0,00	0,00	-454,79	-9,91	
<i>Orizz.</i>	8,9	0,00	117,91	0,00	-655,37	0,00	

6. VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE DELLA SPALLA

6.01 VERIFICA DELLA FONDAZIONE SU PALI

Numero totale dei pali $N_p = 12$

Dimensioni platea di fondazione (m)

X	Y	Z
7,00	19,53	1,60

Area fondazione $136,71 \text{ m}^2$

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

Baricentro palificata

X	Y
0,00	0,00

X_G	Y_G
0,00	-0,94

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.

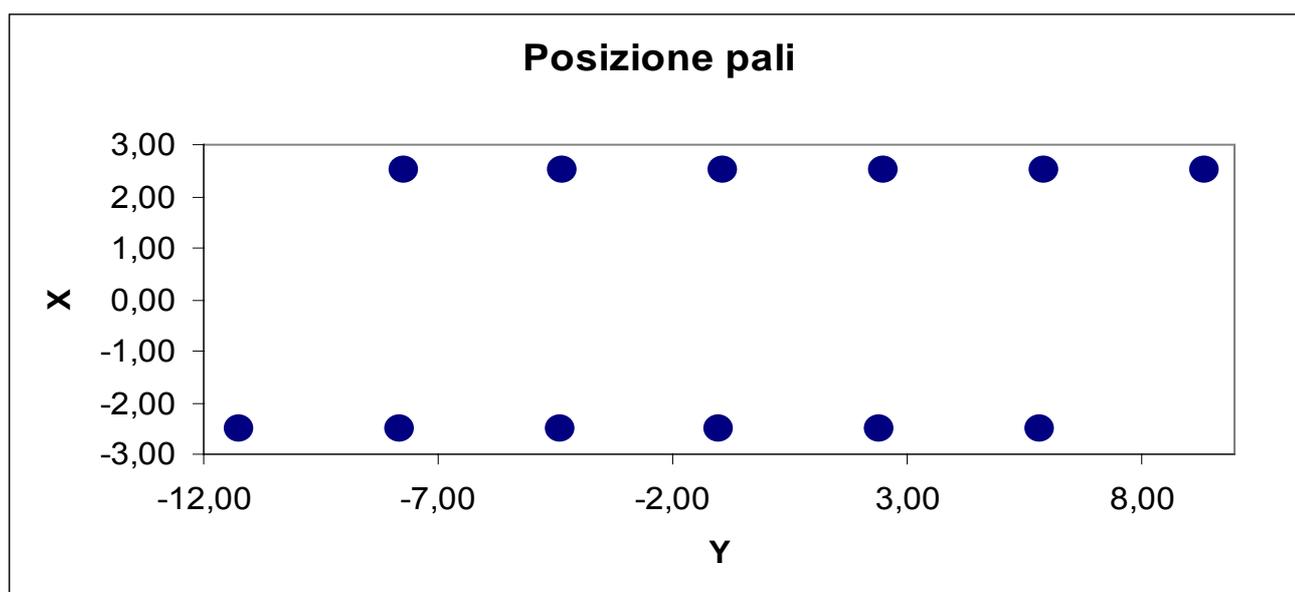
Momento d'inerzia fondazione rispetto al baricentro palificata (m^2)

J_l	J_t
75	445,645

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

Pali	X (m)	Y (m)	X _G (m)	Y _G (m)	W _l (m)	W _t (m)
1	2,50	9,35	2,50	10,30	30,00	43,29
2	2,50	5,93	2,50	6,88	30,00	64,80
3	2,50	2,52	2,50	3,46	30,00	128,84
4	2,50	-0,90	2,50	0,04	30,00	10869,40
5	2,50	-4,32	2,50	-3,38	30,00	-131,96
6	2,50	-7,74	2,50	-6,80	30,00	-65,58
7	-2,50	5,85	-2,50	6,80	-30,00	65,58
8	-2,50	2,43	-2,50	3,38	-30,00	131,96
9	-2,50	-0,99	-2,50	-0,04	-30,00	#####
10	-2,50	-4,40	-2,50	-3,46	-30,00	-128,84
11	-2,50	-7,82	-2,50	-6,88	-30,00	-64,80
12	-2,50	-11,24	-2,50	-10,30	-30,00	-43,29
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:

$$M_l = M_{l, \text{filo_platea}} - (N * e_{l, \text{pali}}) \quad e_{l, \text{pali}} = 3,50 \text{ m}$$

$$M_t = M_{t, \text{centro_platea}} - (N * e_{t, \text{pali}}) \quad e_{t, \text{pali}} = -0,94 \text{ m}$$

		Azioni totali rispetto baricentro palificata					
		N	H _l	H _t	M _l	M _t	
COMB.		(t)	(t)	(t)	(t*m)	(t*m)	
	1	2.731,83	567,62	21,95	-1.443,34	2.967,66	Cond. Norm. Eserc.
	2	2.951,94	565,75	24,62	-1.451,57	3.922,86	
	3	2.910,30	565,75	24,62	-1.331,28	3.911,71	
	4	2.951,94	587,32	23,11	-1.640,78	3.896,16	
	5	2.910,30	587,32	23,11	-1.520,49	3.885,02	
Perm.	6,7	2.596,85	461,95	0,00	-958,89	2.657,89	Sisma Trasv.
Vert. +	6	124,65	0,00	0,00	18,52	127,58	
Vert. -	7	-124,65	0,00	0,00	-18,52	-127,58	
Orizz.	6,7	0,00	0,00	86,88	75,61	428,91	
Perm.	8,9	2.596,85	461,95	0,00	-958,89	2.657,89	Sisma Long.
Vert. +	8	124,65	0,00	0,00	18,52	127,58	
Vert. -	9	-124,65	0,00	0,00	-18,52	-127,58	
Orizz.	8,9	0,00	117,91	0,00	-655,37	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:

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

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	344,3	385,0	377,3	390,7	383,0	327,9	304,4	344,3	318,3
2	321,6	354,9	347,3	360,8	353,2	304,1	281,7	323,0	298,9
3	298,8	324,8	317,3	330,9	323,4	280,3	259,0	301,6	279,5
4	276,0	294,7	287,3	301,0	293,6	256,4	236,3	280,2	260,1
5	253,3	264,7	257,3	271,2	263,8	232,6	213,7	258,9	240,7
6	230,5	234,6	227,3	241,3	234,0	208,8	191,0	237,5	221,3
7	224,8	257,4	257,8	250,7	251,1	244,8	221,1	216,1	190,8
8	202,0	227,3	227,8	220,8	221,3	221,0	198,4	194,7	171,4
9	179,3	197,2	197,8	190,9	191,5	197,1	175,7	173,3	152,0
10	156,5	167,2	167,8	161,1	161,7	173,3	153,0	152,0	132,6
11	133,7	137,1	137,8	131,2	131,9	149,5	130,3	130,6	113,2
12	111,0	107,0	107,8	101,3	102,1	125,7	107,6	109,3	93,7
13									
14									
15									
16									
17									
18									
19									
20									

N_{\max} (t) 344,3 385,0 377,3 390,7 383,0 327,9 304,4 344,3 318,3

N_{\min} (t) 111,0 107,0 107,8 101,3 102,1 125,7 107,6 109,3 93,7

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

Sollecitazioni a quota intradosso platea		
COMB.	H _l (t)	H _t (t)
1	567,6	21,9
2	565,8	24,6
3	565,8	24,6
4	587,3	23,1
5	587,3	23,1
6	461,9	86,9
7	461,9	86,9
8	579,9	0,0
9	579,9	0,0

T _l (t)	T _t (t)	T _{max} (t)
47,30	1,83	47,34
47,15	2,05	47,19
47,15	2,05	47,19
48,94	1,93	48,98
48,94	1,93	48,98
38,50	7,24	39,17
38,50	7,24	39,17
48,32	0,00	48,32
48,32	0,00	48,32

Il taglio massimo è dunque pari a $T_{max} = 48,98$ t

PALI		
SISM		ESER
344,3	N _{max}	390,7
93,7	N _{min}	101,3
48,3	T _{max}	49,0

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

$$\begin{aligned} \phi \text{ palo} &= \text{diametro del palo} = && 120,0 & \text{cm} \\ K_w &= \text{modulo di Winkler del terreno} = && 2.000 & \text{t/m}^3 \\ E_{cls} &= \text{modulo di elasticità del calcestruzzo} = && 311.769 & \text{kg/cm}^2 \end{aligned}$$

risulta

$$L_o = 4,333 \text{ m}$$

da cui

$$M_{max} = 106,13 \text{ t*m}$$

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

$$N_{\max} = 390,7 \text{ t}$$

$$N_{\min} = 101,3 \text{ t}$$

Per quanto riguarda l'armatura, risulta

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

$$\text{Area armatura anulare} = 191,1 \text{ cm}^2$$

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

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)

$$\text{Angolo al centro asse neutro} = 246,36 \text{ }^\circ$$

$$\text{Distanza asse neutro da lembo compresso} = 92,83 \text{ cm}$$

$$\text{Tensione max di compressione Cls} = 76,10 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Tensione armatura tesa} = 254,09 \text{ kg/cm}^2$$

Verifica con sforzo normale minimo

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

$$\text{Angolo al centro asse neutro} = 162,861 \text{ }^\circ$$

$$\text{Distanza asse neutro da lembo compresso} = 51,06 \text{ cm}$$

$$\text{Tensione max di compressione Cls} = 68,6193 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Tensione armatura tesa} = 1.258,73 \text{ kg/cm}^2$$

7. AZIONI SUL MURO FRONTALE

7.01 AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO

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

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

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

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

Risulta allora:

$$e_l = 0,97 \quad \text{m}$$

$$e_v = -5,18 \quad \text{m}$$

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

AZIONI IMPALCATO rispetto baricentro muro						
	COMB.	N (t)	H _l (t)	H _t (t)	M _l (t*m)	M _t (t*m)
	1	458,79	1,43	21,95	-453,84	-
	2	678,90	-0,44	24,62	-215,91	-
	3	637,26	-0,44	24,62	-142,76	-
	4	678,90	21,13	23,11	-370,60	-
	5	637,26	21,13	23,11	-297,45	-
Perm. Vert. + Vert. - Orizz.	8,9	458,79	0,00	0,00	-444,12	-
	8	22,02	0,00	0,00	-21,32	-
	9	-22,02	0,00	0,00	21,32	-
	8,9	0,00	25,98	18,19	-120,61	-
						Cond. Norm. Eserc.
						Sisma Long.

7.02 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:

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

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

$$K_a = 0,27099$$

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

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

Le azioni trasmesse dal terreno alla spalla sono la spinta attiva del terreno a tergo della spalla dovuta al peso del terreno 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)
19,53	5,18	3,07	324,04	87,30	2,75	4,12

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

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

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

si ha

$\Delta S_{a,t}$ (t)	$e_{\Delta Sa,t}$ (t*m)
12,66	5,50

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

<i>Az. progetto</i>	N (t)	H_l (t)	H_t (t)	M_l (t*m)	M_t (t*m)
Spinta attiva terreno	0,00	324,04	0,00	-890,89	0,00
Spinta attiva sovraccarico	0,00	87,30	0,00	-360,04	0,00
Sisma long. orizzontale	0,00	12,66	0,00	-69,60	0,00

7.03 AZIONI DOVUTE AL PESO PROPRIO

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

N_{muro} (t)	e_{l,muro} (m)	N_{paragh} (t)	e_{l,paragh} (m)	N_{soletta} (t)	e_{l,soletta} (m)	N_{mensola} (t)	e_{l,mensola} (m)
316,01	0,00	74,90	0,53	32,22	-1,04	7,32	-0,47

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 +soletta+mensola

H_l (t)	e_v (t)
14,88	3,52

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.	316,01	0,00	0,00	0,00	0,00
Peso proprio paraghiaia	74,90	0,00	0,00	39,84	0,00
Peso proprio soletta	32,22	0,00	0,00	-33,61	0,00
Peso proprio mensola	7,32	0,00	0,00	-3,43	0,00
Sisma long. orizzontale	0,00	14,88	0,00	-52,38	0,00
Sisma vert. + Incr. peso	20,66	0,00	0,00	0,13	0,00
Sisma vert. - Decr. peso	-20,66	0,00	0,00	-0,13	0,00

7.04 COMBINAZIONI DI CARICO DI TUTTE LE AZIONI

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

		AZIONI TOTALI rispetto al baricentro muro					
		N	H_l	H_t	M_l	M_t	
		(t)	(t)	(t)	(t*m)	(t*m)	
COMB.							
	1	889,25	412,78	21,95	-1701,96	-	Cond. Norm. Eserc.
	2	1109,36	410,90	24,62	-1464,03	-	
	3	1067,72	410,90	24,62	-1390,88	-	
	4	1109,36	432,47	23,11	-1618,72	-	
	5	1067,72	432,47	23,11	-1545,57	-	
<i>Perm.</i>	8,9	889,25	324,04	0,00	-1332,20	-	Sisma Long.
<i>Vert. +</i>	8	42,68	0,00	0,00	-21,18	-	
<i>Vert. -</i>	9	-42,68	0,00	0,00	21,18	-	
<i>Orizz.</i>	8,9	0,00	53,51	18,19	-242,59	-	

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

Per ciascuna delle due travi a T rovescia si ottiene:

		AZIONI su trave T rispetto al baricentro muro					
		N	H_l	H_t	M_l	M_t	
		(t/m)	(t/m)	(t/m)	(t*m/m)	(t*m/m)	
COMB.							
	1	444,62	206,39	10,97	-850,98	-	Cond. Norm. Eserc.
	2	554,68	205,45	12,31	-732,02	-	
	3	533,86	205,45	12,31	-695,44	-	
	4	554,68	216,24	11,55	-809,36	-	
	5	533,86	216,24	11,55	-772,79	-	
<i>Vert. +</i>	8	465,97	188,77	9,09	-787,86	-	Sisma Long.
<i>Vert. -</i>	9	423,28	188,77	9,09	-776,80	-	

8. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI DELLA SPALLA

8.01 VERIFICA MURO FRONTALE

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

Altezza totale sezione	265,00	cm
Altezza ala	100,00	cm
Larghezza anima	160,00	cm
Larghezza ala	976,50	cm
Copriferro armatura compressa	5,00	cm
Copriferro armatura tesa	5,00	cm
Coefficiente di omogeneizzazione	15,00	
Area armatura compressa	30,00	cm ²
Area armatura tesa	260,00	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	-850,98	t*m
Sforzo normale	444,62	t

Sezione parzializzata

Dist. asse neutro da lembo compresso	155,69	cm
Tensione max cls	43,26	kg/cm ²
Tensione armatura tesa	-434,81	kg/cm ²
Tensione armatura compressa	628,10	kg/cm ²

Combinazione 2

Momento flettente	-732,02	t*m
Sforzo normale	554,68	t

Sezione parzializzata

Dist. asse neutro da lembo compresso	192,20	cm
Tensione max cls	34,64	kg/cm ²
Tensione armatura tesa	-183,30	kg/cm ²
Tensione armatura compressa	506,14	kg/cm ²

Combinazione 3

Momento flettente	-695,44	t*m
Sforzo normale	533,86	t

Sezione parzializzata

Dist. asse neutro da lembo compresso	193,32	cm
Tensione max cls	32,85	kg/cm2
Tensione armatura tesa	-169,92	kg/cm2
Tensione armatura compressa	479,94	kg/cm2

Combinazione 4

Momento flettente	-809,36	t*m
Sforzo normale	554,68	t

Sezione parzializzata

Dist. asse neutro da lembo compresso	183,40	cm
Tensione max cls	38,97	kg/cm2
Tensione armatura tesa	-244,14	kg/cm2
Tensione armatura compressa	568,58	kg/cm2

Combinazione 5

Momento flettente	-772,79	t*m
Sforzo normale	533,86	t

Sezione parzializzata

Dist. asse neutro da lembo compresso	184,11	cm
Tensione max cls	37,15	kg/cm2
Tensione armatura tesa	-229,71	kg/cm2
Tensione armatura compressa	542,16	kg/cm2

Combinazione 8

Momento flettente	-787,86	t*m
Sforzo normale	465,97	t

Sezione parzializzata

Dist. asse neutro da lembo compresso	169,29	cm
Tensione max cls	39,04	kg/cm2
Tensione armatura tesa	-313,83	kg/cm2
Tensione armatura compressa	568,37	kg/cm2

Combinazione 9

Momento flettente	-776,80	t*m
Sforzo normale	423,28	t

Sezione parzializzata

Dist. asse neutro da lembo compresso	160,08	cm
Tensione max cls	39,16	kg/cm ²
Tensione armatura tesa	-366,67	kg/cm ²
Tensione armatura compressa	569,10	kg/cm ²

Riassumendo per le varie combinazioni si ha

	1	2	3	4	5	8	9
y_n	155,7	192,2	193,3	183,4	184,1	169,3	160,1
$\sigma_{c,max}$	43,3	34,6	32,8	39,0	37,2	39,0	39,2
$\sigma_{a,t}$	-434,8	-183,3	-169,9	-244,1	-229,7	-313,8	-366,7
$\sigma_{a,c}$	628,1	506,1	479,9	568,6	542,2	568,4	569,1

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).

8.02 VERIFICA MURO PARAGHIAIA

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

Condizione di esercizio

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

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

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

$$K_a = 0,27099$$

B_{tpar} (m)	H_{par} (m)	$S_{a,t}$ (t)	$S_{a,s}$ (t)	$e_{Sa,t}$ (m)	$e_{Sa,s}$ (m)
19,53	3,07	44,83	32,47	1,02	1,53

Riportando tali azioni a metro lineare di muro e calcolando il momento M_{l1} rispetto alla base del muro paraghiaia, risulta

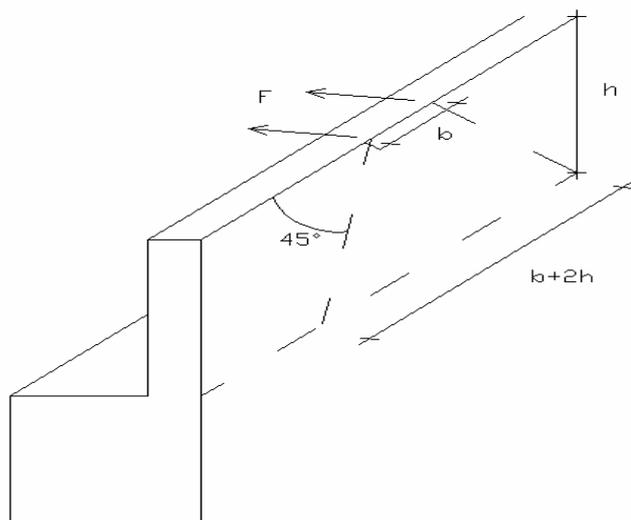
$S_{a,t}$ (t/m)	$S_{a,s}$ (t/m)	$e_{Sa,t}$ (m)	$e_{Sa,s}$ (m)	M_{l1} (t*m/m)
2,30	1,66	1,02	1,53	-4,90

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_{l2} per unità di lunghezza del muro, rispetto alla base dello stesso, pari a:

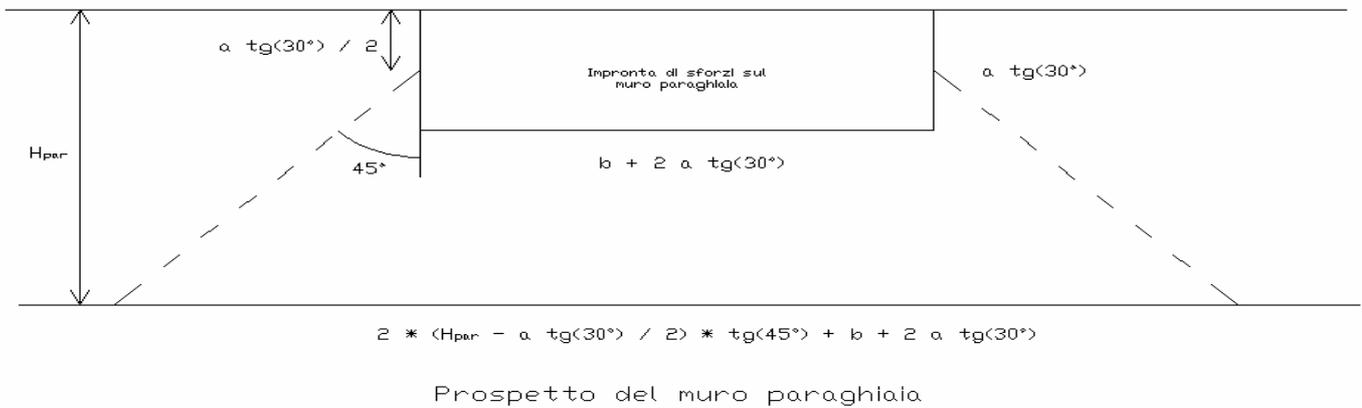
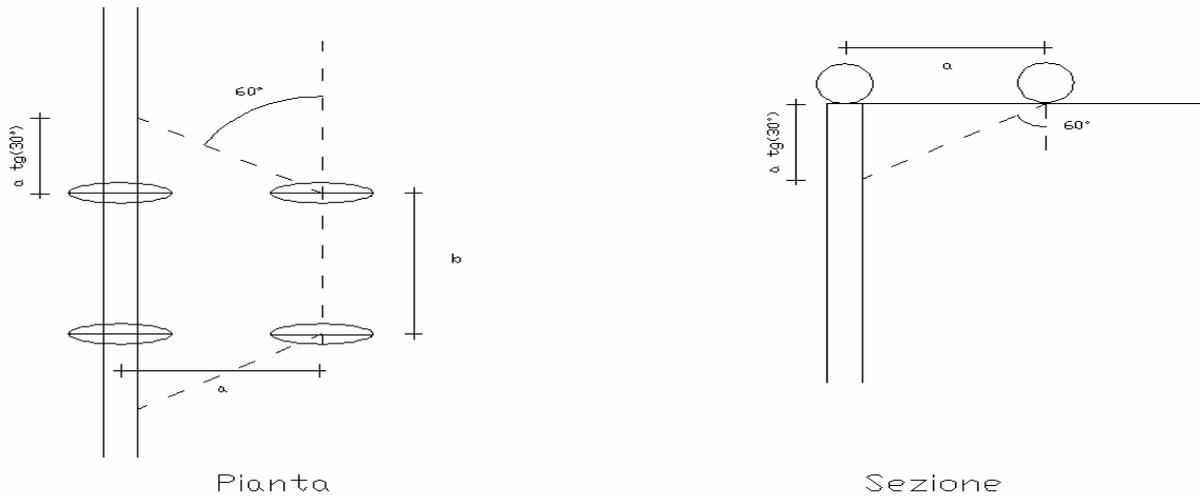
$$H_{par} = 3,07 \text{ m} \qquad F = 4,00 \text{ t} \qquad b = 2,00 \text{ m}$$

$$M_{l2} = (F * H_{par}) / (b + 2 * H_{par}) = -1,51 \text{ t*m/m}$$



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

$$L_{impronta} = 2 * (H_{par} - 0,8655 / 2) * \text{tg}(45^\circ) + 3,732 = 9,00 \text{ m}$$



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:

$$M_{l3} = F * (H_{par} - 0,8655/2) / L_{impronta} = -1,17 \quad t^*m/m$$

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

H_f (t)	H_{attr} (t)	e (m)	M_f (t*m)	M_{attr} (t*m)
13,76	11,27	1,53	-21,11	-17,30

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

$$M_l = M_{l1} + M_{l2} + M_{l3} + (M_f + M_{attr}) / B_{l,p} = -13,06 \quad t \cdot m / m$$

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 $b + 2 \cdot H_{par}$

$$N = 6,29 \quad t / m$$

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

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

per cui, con e eccentricità dell'azione orizzontale $S_{a,t \text{ sism}}$ rispetto agli appoggi (spiccatto 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)
19,53	3,07	46,59	2,05	-4,88

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

$H_{s,sism}$ (t)	e (m)	M_{sism} (t*m/m)
25,98	1,53	-2,04

In totale per il momento longitudinale M_l si ha:

$$M_l = M_{l1} + M_{\text{sisim}} = -6,92 \quad \text{t*m/m}$$

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

$$N = 3,65 \quad \text{t/m}$$

Segue la verifica a pressoflessione:

Altezza totale della sezione	50,00	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	15,71	cm ²
Area armatura compressa	15,71	cm ²

Condizioni di esercizio

Sezione parzializzata		
Dist. asse neutro da lembo compresso	12,36	cm
Tensione max cls	46,40	kg/cm ²
Tensione armatura tesa	1.838,48	kg/cm ²
Tensione armatura compressa	-414,35	kg/cm ²

Condizioni sismiche

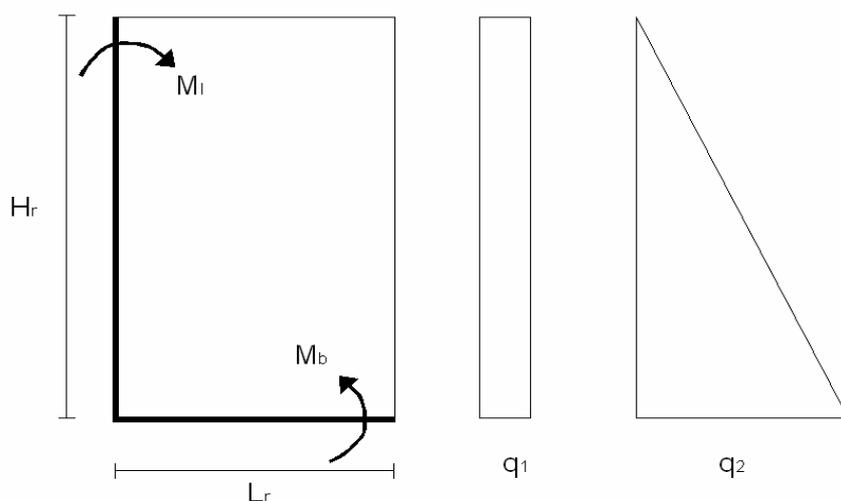
Sezione parzializzata		
Dist. asse neutro da lembo compresso	12,46	cm
Tensione max cls	24,61	kg/cm ²
Tensione armatura tesa	964,21	kg/cm ²
Tensione armatura compressa	-220,96	kg/cm ²

8.03 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:

$$\begin{aligned} q_1 &= q_s * K_a = 0,54 \quad \text{t/m}^2 \\ q_2 &= \gamma_t * K_a * H_r = 4,02 \quad \text{t/m}^2 \end{aligned}$$



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

$$\gamma = L_r / H_r = 0,467$$

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 :

$$\begin{aligned} M_b &= -16,97 \quad \text{t*m/m} \\ N_b &= 20,62 \quad \text{t/m} \end{aligned}$$

Segue la verifica a pressoflessione della sezione

Altezza totale della sezione	100,00	cm
Larghezza sezione	100,00	cm
Copriferro armatura tesa	5,00	cm
Copriferro armatura compressa	5,00	cm
coeff. omogeneizzazione n	15	

Area armatura tesa	15,70	cm ²
Area armatura compressa	10,05	cm ²

Sezione parzializzata

Dist. asse neutro da lembo compresso	29,46	cm
Tensione max cls	19,20	kg/cm ²
Tensione armatura tesa	640,73	kg/cm ²
Tensione armatura compressa	-239,09	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:

$$M_1 = -11,51 \text{ t*m/m}$$

Segue la verifica a flessione semplice della sezione

Dati di calcolo	M_{ver}	Sp_r	c^{tesa}	c^{compr}	coeff. omogen	A_f^{tesa}	A_f^{compr}
	(t*m/m)	(cm)	(cm)	(cm)	.	(cm²/m)	(cm²/m)
	-11,51	100,00	5	5	15	15,7	10,05

Risultati	y_n	σ_c	$\sigma_{c,amm}$	σ_{at}	σ_{ac}	$\sigma_{a,amm}$
	(cm)	(kg/cm²)	(kg/cm²)	(kg/cm²)	(kg/cm²)	(kg/cm²)
	17,988	12,8	110,0	822,8	-138,8	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

8.05 VERIFICA PLATEA DI FONDAZIONE

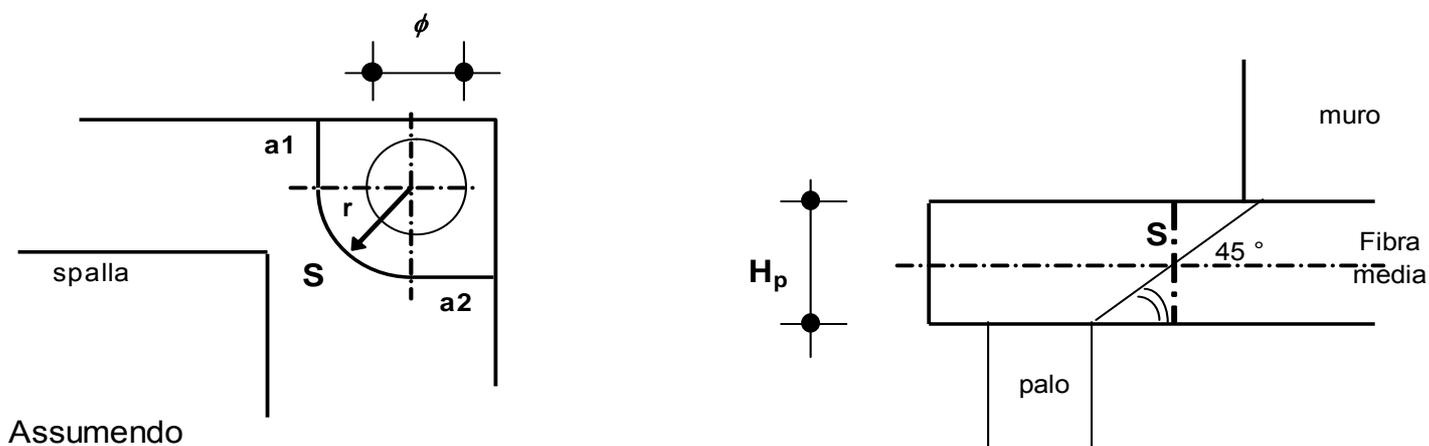
VERIFICA A PUNZONAMENTO

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):

$$\text{Reazione max palo d'angolo } N_{p,\max} = 390,694 \text{ t}$$

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



$$a1 = 1,00 \text{ m}$$

$$a2 = 1,00 \text{ m}$$

$$r = 1,40 \text{ m}$$

si ha:

$$S = H_p \cdot (a1 + \pi \cdot r / 2 + a2) = 6,72 \text{ m}^2$$

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

$$\tau_{cls} = N_{p,\max} / S = 5,82 \text{ kg/cm}^2$$

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

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

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

$$\tau_{c1} = 18,2857 \text{ kg/cm}^2$$

VERIFICA DELLA PLATEA DAVANTI AL MURO DI FONDAZIONE

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

$$S_p = 2,15 \text{ m}$$

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

$$N = 390,69 \text{ t}$$

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

$$e = 1,15 \text{ m}$$

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

$$b_{\text{collab.}} = 3,418 \text{ m}$$

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:

$$M_{\text{ver}} = N \cdot e / b_{\text{collab.}} - \gamma_{\text{cls}} \cdot H_p \cdot S_p^2 / 2 = 122,21 \text{ t} \cdot \text{m} / \text{m}$$

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)
	122,21	160	5	5	15	53,09	26,55

Risultati	y_n (cm)	σ_c (kg/cm ²)	$\sigma_{c,\text{amm}}$ (kg/cm ²)	σ_{at} (kg/cm ²)	σ_{ac} (kg/cm ²)	$\sigma_{a,\text{amm}}$ (kg/cm ²)
	39,544	36,7	97,5	1.609,2	-481,5	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)

$$T = N^{rid} / b_{collab.} - \gamma_{cls} * H_p * S_p = 33,80 \text{ t/m}$$

da cui:

$$\tau_{cls} = T/A = 2,4 \text{ kg/cm}^2$$

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

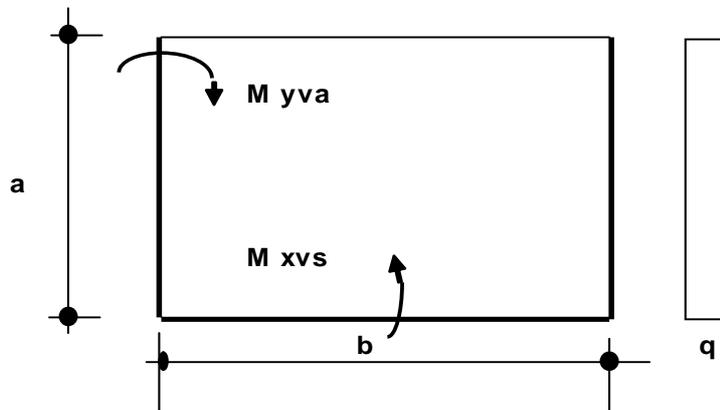
$$R_{ck} \text{ fondazione} = 300 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\tau_{c1} = 18,2857 \text{ kg/cm}^2$$

VERIFICA DELLA PLATEA 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

$$a = 3,85 \text{ m} \qquad b = 18,53 \text{ m}$$

Pali con effetto flettente rispetto alla platea di fondazione: 8-11

Area d'influenza: $a' = 3,85 \text{ m}$ $b' = 18,53 \text{ m}$

Per il terreno portato si ha :

$$q_{\text{terreno}} = \gamma_t * (H_m + H_{\text{par}}) = 14,85 \text{ t/m}^2$$

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:

$$q_{\text{platea}} = \gamma_{\text{cls}} * H_p = 4,00 \text{ t/m}^2$$

Condizione di esercizio

Si considerano le verifiche sia con il massimo che con il minimo carico verticale sui pali:

a) - Max. carico verticale sui pali

Per la reazione dei pali si ha:

$$\begin{aligned}\Sigma N_{\text{pali}} &= -731,2 \text{ t} \\ q_{\text{pali}} = \Sigma N_{\text{pali}} / (a' * b') &= -10,25 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

da cui si ottiene il carico risultante:

$$q_1 = q_{\text{terreno}} + q_s + q_{\text{platea}} - q_{\text{pali}} = 10,60 \text{ t/m}^2$$

b) - Min. carico verticale sui pali

Per la reazione dei pali si ha:

$$\begin{aligned}\Sigma N_{\text{pali}} &= -671,6 \text{ t} \\ q_{\text{pali}} = \Sigma N_{\text{pali}} / (a' * b') &= -9,41 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

da cui si ottiene il carico risultante:

$$q_2 = q_{\text{terreno}} + q_s + q_{\text{platea}} - q_{\text{pali}} = 11,43 \text{ t/m}^2$$

Condizione sismica

Per la condizione sismica interessa il solo sisma longitudinale, ovvero le combinazioni di carico 8 (che comprende il sisma verticale con incremento dei pesi) e 9 (che comprende il sisma verticale con decremento dei pesi)

a) - Combinazione di carico 8 (incremento pesi)

Per la reazione dei pali si ha:

$$\begin{aligned}\Sigma N_{\text{pali}} &= -650,6 \text{ t} \\ q_{\text{pali}} = \Sigma N_{\text{pali}} / (a' * b') &= -9,12 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

tale reazione va sommata al carico del terreno e della platea moltiplicati per il fattore $(1+K_v)$, che consente di tenere conto del sisma verticale positivo, con incremento dei pesi.

Il carico risultante è dunque:

$$q_3 = (q_{\text{terreno}} + q_{\text{platea}}) * (1+K_v) - q_{\text{pali}} = 10,63 \text{ t/m}^2$$

b) - Combinazione di carico 9 (decremento pesi)

Per la reazione dei pali si ha:

$$\begin{aligned}\Sigma N_{\text{pali}} &= -569,1 \quad \text{t} \\ q_{\text{pali}} &= \Sigma N_{\text{pali}} / (a' * b') = -7,98 \quad \text{t/m}^2\end{aligned}$$

tale reazione va sommata al carico del terreno e della platea moltiplicati per il fattore $(1-K_v)$, che consente di tenere conto del sisma verticale negativo, con decremento dei pesi.

Il carico risultante è dunque:

$$q_4 = (q_{\text{terreno}} + q_{\text{platea}}) * (1 - K_v) - q_{\text{pali}} = 10,87 \quad \text{t/m}^2$$

La verifica a flessione della platea va fatta sia nei riguardi del carico risultante massimo, q_{max} , sia del carico risultante minimo, q_{min}

$$q_{\text{max}} = 11,43 \quad \text{t/m}^2$$

$$q_{\text{min}} = 10,60 \quad \text{t/m}^2$$

Come coefficiente dimensionale per la tabella 1.35 del Bares risulta:

$$\gamma = a/b = 0,2078 \quad (\text{non si risente dell'effetto piastra})$$

Per il carico $q=q_{\text{max}}$ si ha

(momento negativo se tende le fibre superiori)

M_{yva}	= M trasv. di bordo all'incastro muri di risvolto	0,00	t*m/m
M_{xvs}	= M longitudinale all'incastro muro frontale	-84,73	t*m/m
M_{yas}	= M trasv. di bordo a centro lastra	0,00	t*m/m
M_{xs}	= M longitudinale a centro lastra	0,00	t*m/m

Segue il calcolo dell'armatura di verifica:

coeff. omogeneizzazione = 15

Dati di calcolo	Arm. di verifica	sez.	M_{ver} (t*m/m)	H_p (cm)	c^{tesa} (cm)	c^{compr} (cm)	A_f^{tesa} (cm ² /m)	A_f^{compr} (cm ² /m)
	Arm. trasversale	incastro	0,00	160				
	Arm. longitud.	incastro	-84,73	160	5	5	39,8	26,55
	Arm. trasversale	centro	0,00	160				
	Arm. longitud.	centro	0,00	160				

Risultati	Arm. di verifica	sez.	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)
	Arm. trasversale	incastro	8,458					
	Arm. longitud.	incastro	22,004	47,6	97,5	1.439,8	-184,1	2.600
	Arm. trasversale	centro	8,458					
	Arm. longitud.	centro	8,458					

Per il carico $q=q_{min}$ si ha

(momento negativo se tende le fibre superiori)

M_{yva} = M trasv. di bordo all'incastro muri di risvolto	0,00	t*m/m
M_{xvs} = M longitudinale all'incastro muro frontale	-78,54	t*m/m
M_{yas} = M trasv. di bordo a centro lastra	0,00	t*m/m
M_{xs} = M longitudinale a centro lastra	0,00	t*m/m

Segue il calcolo dell'armatura di verifica:

coeff. omogeneizzazione = 15

Dati di calcolo	Arm. di verifica	sez.	M_{ver} (t*m/m)	H_p (cm)	c^{tesa} (cm)	c^{compr} (cm)	A_f^{tesa} (cm ² /m)	A_f^{compr} (cm ² /m)
	Arm. trasversale	incastro	0,00	160				
	Arm. longitud.	incastro	-78,54	160	5	5	39,8	26,55
	Arm. trasversale	centro	0,00	160				
	Arm. longitud.	centro	0,00	160				

Risultati	Arm. di verifica	sez.	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)
	Arm. trasversale	incastro	8,458					
	Arm. longitud.	incastro	22,004	44,2	97,5	1.334,6	-170,6	2.600
	Arm. trasversale	centro	8,458					
	Arm. longitud.	centro	8,458					

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

DIAGRAMMA DI PORTANZA DEI PALI

DIAGRAMMA DI PORTANZA
PALO SINGOLO DN1200
CAVALCAFERROVIA - VI17 - FOND. SPALLE

