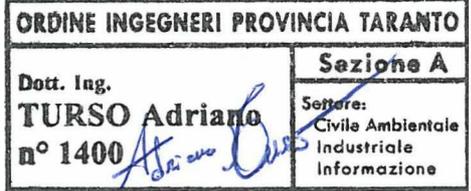




COMMISSARIO DELEGATO PER L'EMERGENZA
DETERMINATASI NEL SETTORE DEL TRAFFICO E DELLA MOBILITÀ NEL
TERRITORIO DELLE PROVINCE DI TREVISO E VICENZA

SUPERSTRADA A PEDAGGIO PEDEMONTANA VENETA

CONCESSIONARIO		PROGETTISTA																										
 SPV srl Via Inverio, 24/A 10146 Torino		  Ingegneria Grandi Opere S.r.l. Via Inverio, 24/A 10146 Torino																										
Società di progetto ai sensi dell'art. 156 D.LGS 163/06 subentrato all'ATI																												
 Consorzio Stabile fra le Imprese:     <small>SIS Scpa Via Inverio, 24/A 10146 Torino</small> <small>SACYR S.A.</small> <small>INC S.p.A.</small> <small>SPAL S.p.A.</small> <small>INFRASTRUCTURAS S.A. Paseo de la Castellana, 83-85 28046 Madrid</small>																												
RESPONSABILE PROGETTAZIONE		RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE																										
 ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI CUNEO 1211 <i>Dott. Ing. Claudio Dogliani</i>		 Dott. Ing. GEORGIOS KALAMARAS n° 8178 H																										
COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE		GEOLOGO																										
 Arch. Roberto BONOMI R. 3101		 ALESSIO Carlo - N° 255 -																										
		 Dott. Ing. TURSO Adriano n° 1400 Sezione A Settore: Civile Ambientale Industriale Informazione																										
N. Progr. _____	PROGETTO DEFINITIVO		LOTTO 2 - TRATTA "B"																									
Cartella N. _____	(C.U.P. H51B03000050009)		dal Km. 29+300 al Km 38+700																									
TITOLO ELABORATO: PROGETTO DELL'INFRASTRUTTURA																												
OPERE D'ARTE MINORI: OPERE DI ATTRAVERSAMENTO CAVALCAVIA VIA VENEZIA - CA.2B.02																												
Relazione di calcolo spalle																												
<table border="1" style="width: 100%; text-align: center;"> <tr> <td>P</td><td>V</td><td>D</td><td>S</td><td>R</td><td>A</td><td>P</td><td>C</td><td>A</td><td>2</td><td>B</td><td>0</td><td>0</td><td>2</td><td>-</td><td>0</td><td>0</td><td>1</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td><td>3</td><td>R</td><td>A</td><td>0</td> </tr> </table>			P	V	D	S	R	A	P	C	A	2	B	0	0	2	-	0	0	1	0	0	0	3	R	A	0	SCALA:
P	V	D	S	R	A	P	C	A	2	B	0	0	2	-	0	0	1	0	0	0	3	R	A	0				
REV.	DESCRIZIONE	REDATTO	DATA	VERIFICATO	DATA	APPROVATO	DATA																					
0	PRIMA EMISSIONE	SICS	20/02/2012	IGO	24/02/2012	SIS	29/02/2012																					
IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:		IL COMMISSARIO:		<input type="checkbox"/> VALIDAZIONE:																								
Ing. Giuseppe FASIOLO		Ing. Silvano VERNIZZI		PROTOCOLLO : _____																								
				DEL: _____																								

**COMMISSARIO DELEGATO PER L'EMERGENZA
DETERMINATASI NEL SETTORE DEL TRAFFICO E DELLA
MOBILITA' NEL TERRITORIO DELLE PROVINCE DI
TREVISO E VICENZA**

**SUPERSTRADA A PEDAGGIO
PEDEMONTANA VENETA**

PROGETTO DEFINITIVO

**OPERE D'ARTE MINORI
OPERE DI ATTRAVERSAMENTO
CAVALCAVIA VIA VENEZIA
RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

INDICE

INDICE	2
1. DESCRIZIONE DELLE OPERE	4
1.1. LE OPERE PROGETTATE.....	4
1.2. STRATEGIA DI PROTEZIONE SISMICA.....	4
1.3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	5
1.4. DURABILITÀ E PRESCRIZIONI DEI MATERIALI.....	5
1.5. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI.....	10
2. SCHEMATIZZAZIONE DELLE AZIONI	11
2.1. CARICHI SUGLI IMPALCATI.....	11
2.2. DATI SISMICI.....	12
2.3. COMBINAZIONI DI CARICO.....	13
3. IL MODELLO DI CALCOLO	16
3.1. SCHEMATIZZAZIONE DELLE AZIONI AGENTI GLOBALMENTE SULLA SPALLA.....	16
3.2. SCHEMATIZZAZIONE DELLE AZIONI AGENTI SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI DELLA SPALLA.....	16
3.3. SPINTA DEL TERRENO.....	17
3.4. COMBINAZIONE DELLE AZIONI.....	19
3.5. VERIFICHE GLOBALI DELLA SPALLA.....	22
3.6. SISTEMA DI RIFERIMENTO.....	27
3.1. UNITÀ MISURA.....	28
3.2. GEOMETRIA IMPALCATO.....	28
3.3. GEOMETRIA SPALLA.....	28
3.4. AZIONI CARATTERISTICHE SPALLA.....	29
3.5. AZIONI SISMICHE IMPALCATO.....	30
3.6. AZIONI SISMICHE TERRENO.....	30
3.7. COEFFICIENTI SISMICI.....	30
3.8. COEFFICIENTI DI SPINTA ATTIVA.....	30
3.9. COEFFICIENTI DI SPINTA ATTIVA IN SISMA – ANALISI MODALE.....	31
3.10. AZIONI CARATTERISTICHE IMPALCATO.....	31
3.11. AZIONI CARATTERISTICHE PESO PROPRIO.....	32
3.12. AZIONI CARATTERISTICHE TERRENO.....	33

3.13. AZIONI SISMA MODALE IMPALCATO	34
3.14. AZIONI SISMA PESO PROPRIO	34
3.15. AZIONI SISMA MODALE TERRENO	35
3.16. COMBINAZIONI SLU AL BARICENTRO PLATEA DI FONDAZIONE.....	36
3.17. PRESSIONI DI CONTATTO SLU SUL TERRENO DI FONDAZIONE	38
3.18. VERIFICA DI PORTANZA TERRENO DI FONDAZIONE.....	40
3.19. VERIFICA A SCORRIMENTO.....	42
3.20. VERIFICA A RIBALTAMENTO	43
3.21. VERIFICA SLU PLATEA DI FONDAZIONE – UNGHIA ANTERIORE	44
3.22. VERIFICA SLU PLATEA DI FONDAZIONE – UNGHIA POSTERIORE	44
3.23. COMBINAZIONI SLE TENSIONALI AL BARICENTRO PLATEA DI FONDAZIONE.....	45
3.24. PRESSIONI DI CONTATTO SLE TENSIONALI SUL TERRENO DI FONDAZIONE	46
3.25. VERIFICA SLE TENSIONALI PLATEA DI FONDAZIONE – UNGHIA ANTERIORE	47
3.26. VERIFICA SLE TENSIONALI PLATEA DI FONDAZIONE – UNGHIA POSTERIORE	48
3.27. COMBINAZIONI SLE FESSURAZIONE AL BARICENTRO PALIFICATA	49
3.28. PRESSIONI DI CONTATTO SLE FESSURAZIONE SUL TERRENO DI FONDAZIONE	49
3.29. VERIFICA SLE FESSURAZIONE PLATEA DI FONDAZIONE – UNGHIA ANTERIORE	50
3.30. VERIFICA SLE FESSURAZIONE PLATEA DI FONDAZIONE – UNGHIA POSTERIORE	50
3.31. VERIFICA SLU SPICCATO MURO FRONTALE	51
3.32. VERIFICA SLU SPICCATO MURO PARAGHIAIA	54
3.33. VERIFICA SLE TENSIONALI SPICCATO MURO FRONTALE	55
3.34. VERIFICA SLE TENSIONALI SPICCATO MURO PARAGHIAIA	56
3.35. VERIFICA SLE FESSURAZIONE SPICCATO MURO FRONTALE	56
3.36. VERIFICA SLE FESSURAZIONE SPICCATO MURO PARAGHIAIA	57
3.37. VERIFICA SLU MURO RISVOLTO – INCASTRO CON ZATTERA	57
3.38. VERIFICA SLU MURO RISVOLTO – INCASTRO CON MURO FRONTALE.....	58
3.39. VERIFICA SLE TENSIONALI MURO RISVOLTO – INCASTRO CON ZATTERA	58
3.40. VERIFICA SLE TENSIONALI MURO RISVOLTO – INCASTRO CON MURO FRONTALE.....	59
3.41. VERIFICA SLE FESSURAZIONE MURO RISVOLTO – INCASTRO CON ZATTERA	60
3.42. VERIFICA SLE FESSURAZIONE MURO RISVOLTO – INCASTRO CON MURO FRONTALE.....	60
3.43. VERIFICA ARMATURA BAGGIOLI.....	61
<u>4. VERIFICA ISOLATORI E GIUNTI</u>	<u>63</u>
4.1. ISOLATORI	63
4.2. GIUNTI DI DILATAZIONE	64

1. DESCRIZIONE DELLE OPERE

Il calcolo delle spalle del Cavalcavia Via Venezia CA.2B.02, descritto in questo documento, è stato affrontato sulla base dei metodi di calcolo indicati dalla normativa vigente in materia e più dettagliatamente riportate nei paragrafi successivi.

Nella relazione si descrivono i problemi di carattere strutturale che sono stati affrontati nel corso della progettazione e per essi vengono esposte le modalità di soluzione e le procedure di calcolo adottate per la determinazione delle dimensioni delle strutture principali.

La relazione si completa mediante una serie di elaborati che consistono in tabelle schematiche riportanti le caratteristiche della sollecitazione utilizzate alla base della verifica degli elementi strutturali costituenti l'opera, nonché le verifiche di resistenza dei materiali, eseguite nelle sezioni più significative e maggiormente sollecitate.

1.1. LE OPERE PROGETTATE

Le opere saranno costituite da una zattera di fondazione, sulla quale si innesterà il paramento verticale della spalla ed il paraghiaia.

1.2. STRATEGIA DI PROTEZIONE SISMICA

La protezione sismica dell'opera è garantita mediante l'isolamento totale del cavalcavia. In particolare verranno disposti isolatori a scorrimento a superficie curva sulle spalle.



Figura 1.1: Isolatore a scorrimento a superficie curva

Gli isolatori a scorrimento a superficie curva sono dispositivi d'appoggio in acciaio caratterizzati da una legge di funzionamento riconducibile a quella del pendolo semplice, in cui il periodo di oscillazione non dipende dalla massa ma solo dalla lunghezza del pendolo stesso. Sono sostanzialmente costituiti da 3 elementi d'acciaio sovrapposti: una base concava superiormente, opportunamente sagomata in modo da ottenere il periodo di oscillazione desiderato; una rotula centrale, convessa sia inferiormente che superiormente; infine un terzo elemento che si accoppia con la sottostante rotula, consentendo le rotazioni. Il dimensionamento dell'isolatore viene fatto in modo da mantenere lo stesso in campo elastico per terremoti di progetto derivanti dalla mappatura sismica come da D.M. 14/01/2008.

La riduzione della risposta sismica orizzontale si ottiene incrementando il periodo fondamentale della costruzione per portarlo nel campo delle minori accelerazioni di risposta e limitando dunque la massima forza orizzontale trasmessa.

Tale logica progettuale si traduce in termini operativi nella necessità di effettuare un'analisi elastico lineare per la definizione della forza al limite elastico dell'isolatore; in particolare si effettua un'analisi modale a spettro di risposta congruente con le prescrizioni del Testo Unico.

1.3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

La progettazione degli elementi strutturali è stata condotta in conformità al quadro legislativo attualmente vigente in merito al dimensionamento delle strutture e per quanto riguarda la classificazione sismica del territorio nazionale. Le norme di riferimento adottate sono riportate nel seguito:

- Legge 5 Novembre 1971 n° 1086 – Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- NTC2008 – Norme Tecniche delle costruzioni - D.M. 14 Gennaio 2008;
- Norma tecnica UNI ENV 1992-1-1:1993, Eurocodice 2 progettazione delle strutture di calcestruzzo;

1.4. DURABILITÀ E PRESCRIZIONI DEI MATERIALI

La forte importanza che riveste la durabilità dell'opera in funzione dell'ambiente nel quale è inserita, ha comportato una notevole attenzione alle tipologie dei materiali da utilizzarsi per le strutture da realizzare. Si consideri, infatti, che il manufatto deve garantire adeguati livelli di sicurezza anche dopo l'inevitabile degrado dei materiali dovuto al tempo ed all'azione degli agenti atmosferici.

Tutti questi elementi ambientali costituiscono dei fattori importantissimi dai quali non è possibile esulare quando si stabilisce la tipologia dei materiali che saranno impiegati per la realizzazione dell'opera, pensando questo nell'ottica di garantire alla stessa una vita media compatibile con l'investimento che si sta realizzando.

1.4.1. Classi di esposizione ambientale

Ai fini di una corretta prescrizione del calcestruzzo, occorre classificare l'ambiente nel quale ciascun elemento strutturale sarà inserito. Per "ambiente", in questo contesto, si intende l'insieme delle azioni chimico-fisiche alle quali si presume che potrà essere esposto il calcestruzzo durante il periodo di vita delle opere e che causa effetti che non possono essere classificati come dovuti a carichi o ad azioni indirette quali deformazioni impresse, cedimenti e variazioni termiche.

In funzione di tali azioni, sono individuate le classi e sottoclassi di esposizione ambientale del calcestruzzo elencate nella tabella che segue.

Cavalcavia Via Venezia – Relazione di calcolo spalle

Classi di esposizione per calcestruzzo strutturale, in funzione delle condizioni ambientali secondo norma UNI 11104:2004 e UNI EN 206-1:2006

Classe esposizione norma UNI 9858	Classe esposizione norma UNI 11104 UNI EN 206 -1	Descrizione dell'ambiente	Esempio	Massimo rapporto a/c	Minima Classe di resistenza	Contenuto minimo in aria (%)
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco						
1	X0	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici in ambiente molto asciutto.	Interno di edifici con umidità relativa molto bassa. Calcestruzzo non armato all'interno di edifici. Calcestruzzo non armato immerso in suolo non aggressivo o in acqua non aggressiva. Calcestruzzo non armato soggetto a cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad abrasione, gelo o attacco chimico.	-	C 12/15	
2 Corrosione indotta da carbonatazione						
Nota - Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriferro o nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi si può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante. In questi casi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo e il suo ambiente.						
2 a	XC1	Asciutto o permanentemente bagnato.	Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa, o immerse in acqua.	0,60	C 25/30	
2 a	XC2	Bagnato, raramente asciutto.	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.	0,60	C 25/30	
5 a	XC3	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità da moderata ad alta.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XC4	Ciclicamente asciutto e bagnato.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzi a vista in ambienti urbani. Superfici a contatto con l'acqua non comprese nella classe XC2.	0,50	C 32/40	
3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare						
5 a	XD1	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in superfici o parti di ponti e viadotti esposti a spruzzi d'acqua contenenti cloruri.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XD2	Bagnato, raramente asciutto.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in elementi strutturali totalmente immersi in acqua anche industriale contenete cloruri (Piscine).	0,50	C 32/40	
5 c	XD3	Ciclicamente bagnato e asciutto.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, di elementi strutturali direttamente soggetti agli agenti disgelanti o agli spruzzi contenenti agenti disgelanti. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, elementi con una superficie immersa in acqua contenente cloruri e l'altra esposta all'aria. Parti di ponti, pavimentazioni e parcheggi per auto.	0,45	C 35/45	

Cavalcavia Via Venezia – Relazione di calcolo spalle

Classe esposizione norma UNI 9858	Classe esposizione norma UNI 11104 UNI EN 206 -1	Descrizione dell'ambiente	Esempio	Massimo rapporto a/c	Minima Classe di resistenza	Contenuto minimo in aria (%)
4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare						
4 a 5 b	XS1	Esposto alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua di mare.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali sulle coste o in prossimità.	0,50	C 32/40	
	XS2	Permanentemente sommerso.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso di strutture marine completamente immersi in acqua.	0,45	C 35/45	
	XS3	Zone esposte agli spruzzi o alle marea.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla battigia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare.	0,45	C 35/45	
5 Attacco dei cicli di gelo/disgelo con o senza disgelanti *						
2 b	XF1	Moderata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante.	Superfici verticali di calcestruzzo come facciate e colonne esposte alla pioggia ed al gelo. Superfici non verticali e non soggette alla completa saturazione ma esposte al gelo, alla pioggia o all'acqua.	0,50	C 32/40	
3	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.	0,50	C 25/30	3,0
2 b	XF3	Elevata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante	Superfici orizzontali in edifici dove l'acqua può accumularsi e che possono essere soggetti ai fenomeni di gelo, elementi soggetti a frequenti bagnature ed esposti al gelo.	0,50	C 25/30	3,0
3	XF4	Elevata saturazione d'acqua, con presenza di agente antigelo oppure acqua di mare.	Superfici orizzontali quali strade o pavimentazioni esposte al gelo ed ai sali disgelanti in modo diretto o indiretto, elementi esposti al gelo e soggetti a frequenti bagnature in presenza di agenti disgelanti o di acqua di mare.	0,45	C 28/35	3,0
6 Attacco chimico**						
5 a	XA1	Ambiente chimicamente debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Contenitori di fanghi e vasche di decantazione. Contenitori e vasche per acque reflue.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XA2	Ambiente chimicamente moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di terreni aggressivi.	0,50	C 32/40	
5 c	XA3	Ambiente chimicamente fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di acque industriali fortemente aggressive. Contenitori di foraggi, mangimi e liquame provenienti dall'allevamento animale. Torri di raffreddamento di fumi di gas di scarico industriali.	0,45	C 35/45	
<p>*) Il grado di saturazione della seconda colonna riflette la relativa frequenza con cui si verifica il gelo in condizioni di saturazione: - moderato: occasionalmente gelato in condizione di saturazione; - elevato: alta frequenza di gelo in condizioni di saturazione.</p> <p>**) Da parte di acque del terreno e acque fluenti.</p>						

Tabella 1.1: Classi di esposizione e requisiti minimi del calcestruzzo in funzione della classe d'esposizione

Le resistenze caratteristiche R_{ck} della tabella precedente sono da considerarsi quelle minime in relazione agli usi indicati in funzione della classe di esposizione. Le miscele non presenteranno un contenuto di cemento minore di 280 kg/m^3 . La definizione di una soglia minima per il dosaggio di cemento, risponde all'esigenza di garantire in ogni caso una sufficiente quantità di pasta di cemento, condizione essenziale per ottenere un calcestruzzo indurito a struttura chiusa e poco permeabile. Nelle normali condizioni operative, il rispetto dei valori di R_{ck} e a/c della tabella precedente può comportare dosaggi di cemento anche sensibilmente più elevati del valore minimo indicato.

Cavalcavia Via Venezia – Relazione di calcolo spalle

Facendo riferimento alla tabella precedente, la classe di esposizione attribuita ai vari elementi strutturali costituenti le opere è così riassunta:

- Plinti XC2;
- Elevazione spalle, muri, paragliaia XF3.

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

SOTTOFONDAZIONI :	Resistenza cubica a compressione	R _{ck}	250	Kg/cm ²	Classe di resistenza C20/25
FONDAZIONI :	Resistenza cubica a compressione	R _{ck}	300	kg/cm ²	Classe di resistenza C25/30
	Resistenza caratteristica a trazione	f _{ctk}	18	kg/cm ²	
	Resistenza di calcolo a compressione	f _{cd}	141	kg/cm ²	
	Resistenza di calcolo a trazione	f _{ctd}	12	kg/cm ²	
	Modulo di elasticità	E _c	314'472	Kg/cm ²	
	Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f _{ck}	249	Kg/cm ²	
	Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo	γ _c	1.50		
STRUTTURE IN ELEVAZIONE :	Resistenza cubica a compressione	R _{ck}	350	kg/cm ²	Classe di resistenza C28/35
	Resistenza caratteristica a trazione	f _{ctk}	20	kg/cm ²	
	Resistenza di calcolo a compressione	f _{cd}	165	kg/cm ²	
	Resistenza di calcolo a trazione	f _{ctd}	13	kg/cm ²	
	Modulo di elasticità	E _c	325'881	Kg/cm ²	
	Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f _{ck}	291	Kg/cm ²	
	Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo	γ _c	1.50		

ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

Tipo	B450C
<i>Caratteristiche dell'acciaio</i>	
f _{yk} = tensione caratteristica di snervamento	450 [MPa]
<i>Resistenze di calcolo</i>	
f _{yd} = resistenza di progetto	391 [MPa]
γ _s = coefficiente parziale sicurezza dell'acciaio	1.15
E _s = modulo elastico	206000 [MPa]

1.4.2. Copriferro minimo e copriferro nominale

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale c_{nom} è somma di due contributi, il copriferro minimo c_{min} e la tolleranza di posizionamento h. Vale pertanto: c_{nom} = c_{min} + h.

I valori di copriferro minimo in funzione delle classi di esposizione del calcestruzzo sono indicati nella tabella seguente. La tolleranza di posizionamento delle armature h, nel caso di strutture gettate in opera, dovrà essere assunta pari

ad almeno 5 mm. Considerando la classe di esposizione ambientale delle diverse sottostrutture, si dovranno adoperare dei copriferri adeguati come prescritti nella tavola delle prescrizioni dei materiali allegata al progetto. Nel caso specifico sarà considerato un valore pari a 4 cm per i plinti di elevazione e per le elevazioni delle spalle, muri e paraghiaia.

Ambiente	Classe di esposizione	C_{min} (mm)
Molto secco	X0	15
Umido senza gelo	XC1 XC2	20
Debolmente aggressivo	XC3 XA1 XD1	
Umido con gelo	XF1	
Marino senza gelo	XS1 XD2	30
Moderatamente aggressivo	XA2 XC4	
Umido con gelo e sali disgelanti	XF3	
Marino con gelo	XF2	
Fortemente aggressivo	XS2 XS3XA3 XD3 XF4	40

Tabella 1.2 – Copriferro minimo e classi di esposizione

1.4.3. Caratteristiche dei costituenti il calcestruzzo

Cemento

Si utilizzeranno unicamente i cementi previsti nella Legge 26 Maggio 1965 n° 595 che soddisfino i requisiti di accettazione elencati nella norma UNI ENV 197/1, con esclusione del cemento alluminoso e dei cementi per sbarramenti di ritenuta.

Acqua d'impasto

L'acqua d'impasto, di provenienza nota, dovrà avere caratteristiche costanti nel tempo, conformi a quelle della norma UNI EN 1008.

Aggregati

Gli aggregati impiegati per il confezionamento del calcestruzzo dovranno avere caratteristiche conformi a quelle previste nella parte 1^a della norma UNI 8520. Le caratteristiche dovranno essere verificate in fase di qualifica delle miscele. In caso di fornitura di aggregati da parte di azienda dotata di Sistema Qualità certificato secondo norme UNI EN ISO 9000, saranno ritenuti validi i risultati delle prove effettuate dall'Azienda.

1.4.4. Caratteristiche delle miscele

Granulometria degli aggregati

Per la realizzazione di calcestruzzi con classi di resistenza maggiori di C 12/15 gli aggregati dovranno appartenere ad almeno tre classi granulometriche diverse. Nella composizione della curva granulometrica nessuna frazione sarà dosata in percentuale maggiore del 55%, salvo preventiva autorizzazione del Direttore dei Lavori.

Le classi granulometriche saranno mescolate tra loro in percentuali tali da formare miscele rispondenti ai criteri di curve granulometriche di riferimento, teoriche o sperimentali, scelte in modo che l'impasto fresco e indurito abbia i

prescritti requisiti di resistenza, consistenza, omogeneità, aria inglobata, permeabilità, ritiro e acqua essudata. Si dovrà adottare una curva granulometrica che, in relazione al dosaggio di cemento, garantisca la massima compattezza e la migliore lavorabilità del calcestruzzo.

Dimensione massima nominale dell'aggregato

La massima dimensione nominale dell'aggregato è scelta in funzione dei valori di copriferro ed interferro, delle dimensioni minime dei getti, delle modalità di getto e del tipo di mezzi d'opera utilizzati per la compattazione dei getti; come previsto nel punto 5.4. della norma UNI 9858, la dimensione massima nominale dell'aggregato non dovrà essere maggiore:

- di un quarto della dimensione minima dell'elemento strutturale;
- della distanza tra le singole barre di armatura o tra gruppi di barre d'armatura (interferro) diminuita di 5 mm;
- di 1,3 volte lo spessore del copriferro che vale 30 mm.

Dalla analisi dei dati citati si evince che la massima dimensione dell'inerte non potrà superare i 40 mm di diametro.

Rapporto acqua/cemento

La quantità d'acqua totale da impiegare per il confezionamento dell'impasto dovrà essere calcolata tenendo conto dell'acqua libera contenuta negli aggregati. Si dovrà fare riferimento alla norma UNI 8520 parti 13^a e 16^a per la condizione "satura a superficie asciutta", nella quale l'aggregato non assorbe né cede acqua all'impasto. Facendo riferimento inoltre alla classe di esposizione ambientale, il rapporto acqua cemento non potrà superare il valore $a/c = 0,60$.

1.5. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

In questo paragrafo, sono indicate le caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni utilizzati per la determinazione della spinta agente sulla spalla.

RILEVATO

▶ Peso di volume del terreno.....	19,00	kN/m ³
▶ Peso di volume saturo del terreno	20,00	kN/m ³
▶ Angolo di attrito interno.....	35°	
▶ Angolo di attrito terra- muro.....	23,33°	
▶ Coesione	0.00	Mpa

TERRENO FONDAZIONE – AL1

▶ Peso di volume del terreno.....	18.50	kN/m ³
▶ Peso di volume saturo del terreno	19.50	kN/m ³
▶ Angolo di attrito interno.....	38°	
▶ Angolo di attrito terra- fondazione.....	38°	
▶ Coesione	0	Mpa

2. SCHEMATIZZAZIONE DELLE AZIONI

Il calcolo delle azioni agenti sulle spalle, 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, nonché la spinta attiva esercitata dai terrapieni agenti a ridosso della spalla. 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.

2.1. CARICHI SUGLI IMPALCATI

2.1.1. Peso proprio struttura (g_1) e carichi permanenti (g_2)

E' costituito dal peso di tutti gli elementi strutturali e degli elementi di finitura che vanno a costituire l'impalcato completo.

2.1.2. Carichi mobili (q_1)

Questi sono i carichi stabiliti convenzionalmente dalla normativa specifica per il calcolo dei ponti. I carichi vanno applicati su una "corsia convenzionale" avente un ingombro trasversale stabilito in 3,00m, e sulla "zona rimanente" avente un ingombro trasversale pari a $w-(3.00 \times n)$, dove "w" è la larghezza della carreggiata e "n" è il numero di corsie convenzionali. Nel caso specifico si ha:

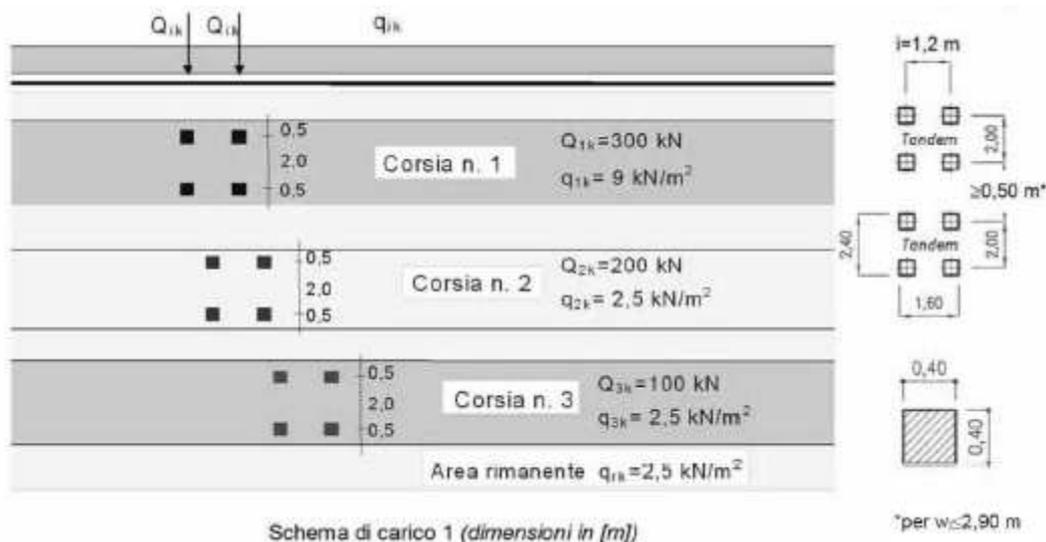


Figura 2.1: Schema di carico 1.

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Tabella 2.1: Definizione dei valori dei carichi

2.1.3. Incremento dinamico (q2)

I carichi mobili includono gli effetti dinamici per pavimentazioni di media rugosità.

2.1.4. Azione longitudinale di frenamento (q3)

L'azione di frenamento è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n 1 ed è uguale a:

$$18 \text{ t} \leq q_3 = 0.6 * (2Q_{1k}) + 0.10 * q_{1k} * w_1 * L \leq 90 \text{ t}$$

con w_1 larghezza della corsia ed L lunghezza della zona caricata.

2.1.5. Azione del vento (q5)

L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte e/o diretto nelle direzioni più sfavorevoli per alcuni dei suoi elementi. Tale azione si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite. La superficie dei carichi transitori sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3 m a partire dal piano stradale.

2.1.6. Azione del sisma (q6)

Si rimanda al capitolo dedicato.

Dal momento che la risposta viene valutata mediante un'analisi dinamica lineare, la stessa può essere calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti. Gli effetti sulla struttura sono combinati successivamente, applicando la seguente espressione:

$$E = 1 \cdot E_x + 0.30 \cdot E_y + 0.30 \cdot E_z$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

2.1.7. Resistenze passive 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. A causa della tipologia di appoggio adottata si tratta di forze di richiamo elastiche e dipendono quindi dalle deformazioni assiali dell'impalcato. Nel presente calcolo si assumerà un valore di ΔT equivalente complessivo dovuto a ritiro e temperatura pari a 32°.

2.2. DATI SISMICI

Di seguito si riportano i dati sismici adoperati per l'analisi strutturale dell'opera in oggetto. Per il sito di riferimento è stato considerato il comune all'interno del quale ricade il ponte oggetto di studio.

SLV	a_g/g	0.270
	F_0	2.386
	T_c^*	0.305

PARAMETRI SPETTRO DI RISPOSTA

Per la verifica sismica delle strutture si prende in considerazione lo stato limite ultimo di salvaguardia della Vita (SLV).

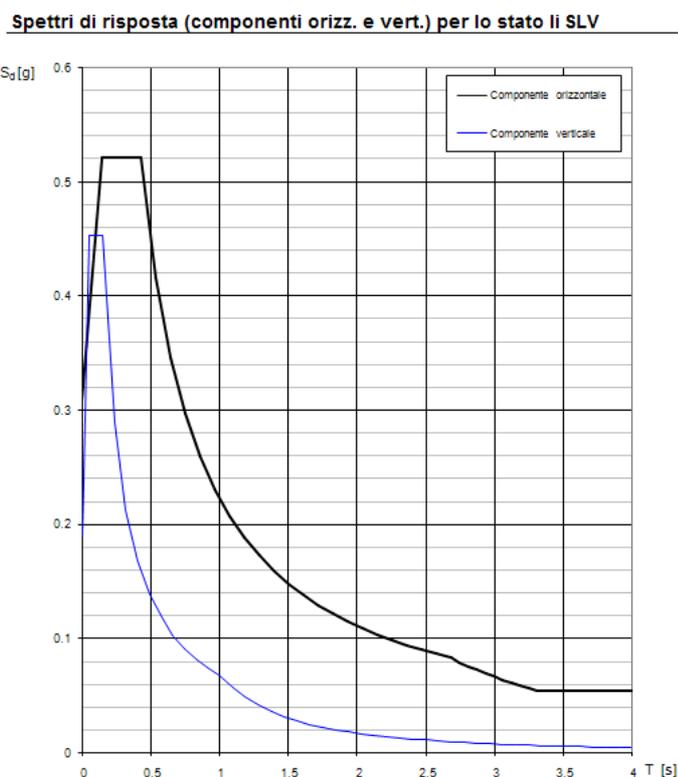


Figura 2.2: Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite:SLV

2.3. COMBINAZIONI DI CARICO

Di seguito si riportano i coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU ed i coefficienti ψ adoperati per le definizioni delle combinazioni di carico.

COEFFICIENTI PARZIALI

COEFFICIENTI PARZIALI PER GLI STATI LIMITE ULTIMI

CARICHI	EQU	A1	A2	SISM
Permanenti (γ_{G1})	0.90	1.00	1.00	1.00
	1.10	1.35	1.00	1.00
Permanenti non strutturali (γ_{G2})	0.00	0.00	0.00	1.00
	1.50	1.50	1.30	1.00
Variabili (γ_{Qi})	0.00	0.00	0.00	0.00
	1.50	1.50	1.30	0.00
Variabili da traffico	0.00	0.00	0.00	0.00
	1.50	1.35	1.15	0.00

COEFFICIENTI PARZIALI PER AZIONE ψ

CARICHI	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Carichi mobili: tandem	0.7 5	0.75	0.00
Carichi mobili: UDL	0.4 0	0.40	0.00
Vento	0.6 0	0.20	0.00

COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI

PARAMETRO		M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	1.00	1.25
Coesione efficace	c'_k	1.00	1.25
Peso dell'unità di volume	γ	1.00	1.00

INDIVIDUAZIONE DEI GRUPPI DI AZIONI

Gruppo di azioni	Carichi sulla carreggiata				Carichi su marciapiedi e piste ciclabili	
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5 kN/m ²
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti di 3^a categoria
 (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
 (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

COEFFICIENTI PARZIALI PER GRUPPO DI AZIONI ψ			
GRUPPO	ψ_0	ψ_1	ψ_2
1: tandem	0.75	0.75	0.00
1: UDL	0.40	0.40	0.00
2	0.00	0.00	0.00

Per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni si fa riferimento alle NTC08, in cui è indicata la seguente espressione, da adottare ai fini delle verifiche di resistenza:

$$\gamma_E \cdot E + G_k + P_k$$

Dove:

- γ_E coefficiente parziale pari a 1;
- E azione sismica per lo stato limite in esame;
- G_k carichi permanenti al loro valore caratteristico;
- P_k valore caratteristico della precompressione, a cadute di tensione avvenute.

3. IL MODELLO DI CALCOLO

3.1. SCHEMATIZZAZIONE DELLE AZIONI AGENTI GLOBALMENTE SULLA SPALLA

3.1.1. Azioni statiche

Le azioni statiche considerate agenti sono:

- il peso proprio di tutti gli elementi strutturali
- la spinta statica trasmessa dal terreno esterno alla spalla attraverso l'interfaccia con il terreno di riempimento e con la platea di fondazione
- i carichi trasmessi dall'impalcato
- le reazioni del terreno o dei pali, a seconda del tipo di fondazione considerata

3.1.2. Azioni sismiche

Le azioni sismiche considerate agenti sono:

- la forza d'inerzia dovuta al peso proprio di tutti gli elementi strutturali
- la forza d'inerzia dovuta al peso proprio del terreno di riempimento
- la sovrappinta sismica trasmessa dal terreno esterno alla spalla attraverso l'interfaccia con il terreno di riempimento e con la platea di fondazione
- i carichi sismici trasmessi dall'impalcato
- le reazioni sismiche del terreno o dei pali, a seconda del tipo di fondazione considerata

3.2. SCHEMATIZZAZIONE DELLE AZIONI AGENTI SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI DELLA SPALLA

3.2.1. Azioni statiche

Per tutti gli elementi strutturali della spalla (muro frontale, muro paraghiaia, muri di risvolto, ...) le azioni statiche considerate agenti sono:

- il peso proprio
- la spinta attiva trasmessa dal terreno
- gli eventuali carichi trasmessi dall'impalcato

3.2.2. Azioni sismiche

Per tutti gli elementi strutturali della spalla (muro frontale, muro paraghiaia, muri di risvolto, ...) le azioni sismiche considerate agenti sono:

- la forza d'inerzia dovuta al peso proprio
- la sovrappinta attiva sismica trasmessa dal terreno
- gli eventuali carichi sismici trasmessi dall'impalcato

3.3. SPINTA DEL TERRENO

Come spinta del terreno è stata considerata la spinta attiva, in considerazione dei modesti valori di spostamento in testa muro che sono sufficienti a mobilitarla.

Il coefficiente di spinta attiva viene ricavato dalla relazione di Coulomb, qui riportata nella formulazione di Mononobe-Okabe estesa al caso sismico.

$$\varepsilon \leq \phi' - \theta \quad \Rightarrow \quad K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi' - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' - \varepsilon - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \sin(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

$$\varepsilon > \phi' - \theta \quad \Rightarrow \quad K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi' - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta)}$$

in cui risulta

- ϕ' angolo di attrito interno del terreno
- δ angolo di attrito muro - terreno
- ψ inclinazione del paramento rispetto all'orizzontale
- $\theta = \tan^{-1} \left[k_h / (1 \pm k_v) \right]$, con k_h coefficiente sismico orizzontale e k_v coefficiente sismico verticale
- ε inclinazione sull'orizzontale del terreno

Il coefficiente di spinta così calcolato viene poi diviso nelle sue due componenti orizzontale e verticale

$$K_a^h = K_a \cdot \cos \delta \quad K_a^v = K_a \cdot \sin \delta$$

3.3.1. Spinta statica

In condizioni statiche nella relazione di Mononobe-Okabe si pone

$$k_h = k_v = 0 \quad \Rightarrow \quad \theta = 0$$

riducendosi così al valore del coefficiente di spinta attiva derivato dalla teoria di Coulomb.

La spinta attiva del terreno sul paramento risulta essere linearmente crescente con la profondità (diagramma triangolare) e pari a

$$S_a^h = \frac{1}{2} \gamma_t \cdot K_a^h \cdot H^2 \quad S_a^v = \frac{1}{2} \gamma_t \cdot K_a^v \cdot H^2$$

con γ_t peso specifico del terreno e H altezza del paramento. Tale spinta risulta dunque applicata ad una quota $1/3 H$ dallo spiccatto del paramento.

La spinta attiva derivante da un carico uniformemente distribuito q a tergo del paramento risulta invece essere costante con la profondità (diagramma rettangolare) e pari a

$$S_a^h = q \cdot K_a^h \cdot H \quad S_a^v = q \cdot K_a^v \cdot H$$

Tale spinta risulta dunque applicata ad una quota $1/2 H$ dallo spiccatto del paramento.

3.3.2. Sovraspinta sismica

La spinta attiva del terreno in condizioni sismiche si calcola a partire dalla relazione di Mononobe-Okabe, con coefficienti sismici

$$k_h, k_v \neq 0 \Rightarrow \theta \neq 0.$$

Per la spinta attiva sismica del terreno risulta allora

$$S_a^h = \frac{1}{2} \gamma_t \cdot (1 \pm k_v) \cdot K_a^h \cdot H^2 \quad S_a^v = \frac{1}{2} \gamma_t \cdot (1 \pm k_v) \cdot K_a^v \cdot H^2$$

La sovraspinta sismica si calcola poi come differenza tra la spinta in condizioni sismiche e la corrispondente spinta in condizioni statiche

$$\Delta S_a^h = S_a^{h,sisma} - S_a^{h,statica} \quad \Delta S_a^v = S_a^{v,sisma} - S_a^{v,statica}$$

Tale sovraspinta risulta essere linearmente decrescente con la profondità (diagramma triangolare inverso), e risulta dunque applicata ad una quota $2/3H$ dallo spiccato del paramento.

3.4. COMBINAZIONE DELLE AZIONI

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

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

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

- Combinazione caratteristica (rara), impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, quali le verifiche tensionali

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

- Combinazione frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, quali le verifiche a fessurazione

$$G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{12} \cdot Q_{k2} + \psi_{13} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) che descrivono effetti a lungo termine, quali le verifiche tensionali e a fessurazione

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

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU) connessi all'azione sismica E

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

I coefficienti parziali γ_F e i coefficienti ψ per le azioni variabili impiegati sono quelli riportati dal DM 2008 nel capitolo riguardante i ponti:

- Tabella 5.1.V: Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU
- Tabella 5.1.VI: Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si considerano le combinazioni riportate nella Tabella 5.1.IV (Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico).

3.4.1. Stati limite ultimi

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- **STR – stati ultimi strutturali**: stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione. Nelle verifiche vengono utilizzati i coefficienti parziali γ_F di tipo A1 per le azioni e di tipo M1 per il terreno
- **GEO – stati ultimi geotecnici**: stato limite di resistenza del terreno. Nelle verifiche vengono utilizzati i coefficienti parziali γ_F di tipo A2 per le azioni e di tipo M2 per il terreno
- **EQU**: stato limite di equilibrio come corpo rigido. Nelle verifiche vengono utilizzati i coefficienti parziali γ_F di tipo EQU per le azioni e di tipo M2 per il terreno

Tabella dei coefficienti Ψ

Comb SLU	Peso proprio	Perm.	Ritiro	Attrito	Assi max N	Car. rip.	Assi max	Car. rip.	Frena- mento	Forza centrifuga	Vento imp.	Vento imp. carico	Gradiente termico
1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	Ψ_0	Ψ_0
2	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	Ψ_0	Ψ_0
3	1	1	1	1	Ψ_0	Ψ_0	0	0	0	0	0	1	Ψ_0
4	1	1	1	1	Ψ_0	Ψ_0	0	0	0	0	0	1	Ψ_0
5	1	1	1	1	0	0	1	1	0	0	0	Ψ_0	Ψ_0
6	1	1	1	1	0	0	1	1	0	0	0	Ψ_0	Ψ_0
7	1	1	1	1	0	0	Ψ_0	Ψ_0	0	0	0	1	Ψ_0
8	1	1	1	1	0	0	Ψ_0	Ψ_0	0	0	0	1	Ψ_0
9	1	1	1	1	Ψ_1	Ψ_1	0	0	1	0	0	Ψ_0	Ψ_0
10	1	1	1	1	Ψ_1	Ψ_1	0	0	1	0	0	Ψ_0	Ψ_0
11	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	1	Ψ_0
12	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	1	Ψ_0
13	1	1	1	1	0	0	Ψ_1	Ψ_1	1	0	0	Ψ_0	Ψ_0
14	1	1	1	1	0	0	Ψ_1	Ψ_1	1	0	0	Ψ_0	Ψ_0
15	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	1	Ψ_0
16	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	1	Ψ_0
17	1	1	1	1	Ψ_1	Ψ_1	0	0	0	1	0	Ψ_0	Ψ_0
18	1	1	1	1	Ψ_1	Ψ_1	0	0	0	1	0	Ψ_0	Ψ_0
19	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	1	Ψ_0
20	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	1	Ψ_0
21	1	1	1	1	0	0	Ψ_1	Ψ_1	0	1	0	Ψ_0	Ψ_0
22	1	1	1	1	0	0	Ψ_1	Ψ_1	0	1	0	Ψ_0	Ψ_0
23	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	1	Ψ_0
24	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	1	Ψ_0
25	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	1	0	Ψ_0
26	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	1	0	Ψ_0

Tabella dei coefficienti γ

Comb SLU	Peso proprio	Perm.	Ritiro	Attrito	Assi max N	Car. rip.	Assi max	Car. rip.	Frenam- ento	Forza centrifuga	Vento imp.	Vento imp. carico	Gradiente termico
1	γ_{fav}	γ_{fav}	γ_{fav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	0	0	0	0	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}
2	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	0	0	0	0	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}
3	γ_{fav}	γ_{fav}	γ_{fav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	0	0	0	0	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}
4	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	0	0	0	0	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}
5	γ_{fav}	γ_{fav}	γ_{fav}	γ_{sfav}	0	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}	0	0	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}
6	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	0	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}	0	0	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}
7	γ_{fav}	γ_{fav}	γ_{fav}	γ_{sfav}	0	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}	0	0	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}
8	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	0	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}	0	0	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}
9	γ_{fav}	γ_{fav}	γ_{fav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	0	0	γ_{sfav}	0	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}
10	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	0	0	γ_{sfav}	0	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}
11	γ_{fav}	γ_{fav}	γ_{fav}	γ_{sfav}	0	0	0	0	0	0	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}
12	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	0	0	0	0	0	0	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}
13	γ_{fav}	γ_{fav}	γ_{fav}	γ_{sfav}	0	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	0	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}
14	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	0	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	0	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}
15	γ_{fav}	γ_{fav}	γ_{fav}	γ_{sfav}	0	0	0	0	0	0	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}
16	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	0	0	0	0	0	0	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}
17	γ_{fav}	γ_{fav}	γ_{fav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	0	0	0	γ_{sfav}	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}
18	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	0	0	0	γ_{sfav}	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}
19	γ_{fav}	γ_{fav}	γ_{fav}	γ_{sfav}	0	0	0	0	0	0	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}
20	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	0	0	0	0	0	0	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}
21	γ_{fav}	γ_{fav}	γ_{fav}	γ_{sfav}	0	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}	0	γ_{sfav}	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}
22	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	0	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}	0	γ_{sfav}	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}
23	γ_{fav}	γ_{fav}	γ_{fav}	γ_{sfav}	0	0	0	0	0	0	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}
24	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	0	0	0	0	0	0	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}
25	γ_{fav}	γ_{fav}	γ_{fav}	γ_{sfav}	0	0	0	0	0	0	γ_{sfav}	0	γ_{sfav}
26	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	0	0	0	0	0	0	γ_{sfav}	0	γ_{sfav}

3.5. VERIFICHE GLOBALI DELLA SPALLA

3.5.1. Calcolo delle sollecitazioni in testa pali

Le sollecitazioni agenti in testa palo vengono calcolate nell'ipotesi di platea di fondazione infinitamente rigida, attraverso la relazione

$$R(x, y) = \frac{N}{n} + \frac{M_l}{J_l} \cdot y + \frac{M_t}{J_t} \cdot x$$

dove N, M_l, M_t sono lo sforzo normale e i momenti flettenti longitudinale e trasversale agenti al baricentro della palificata, n è il numero di pali e J_l, J_t sono le inerzie longitudinale e trasversale della palificata

$$J_l = \sum y_i^2 \qquad J_t = \sum x_i^2$$

Per quanto riguarda le sollecitazioni orizzontali in testa palo, si assume che le azioni di taglio di ripartiscano uniformemente tra i pali, risultando

$$T(x, y) = \frac{\sqrt{H_l^2 + H_t^2}}{n}$$

dove H_l, H_t sono le forze orizzontali longitudinale e trasversale agenti al baricentro della palificata.

Le sollecitazioni in testa palo vengono calcolate secondo l'approccio STR (A1+M1) per le verifiche strutturali del palo e secondo l'approccio GEO (A2+M2) per le verifiche di capacità portante verticale e orizzontale del terreno.

3.5.2. Calcolo delle pressioni di contatto terreno – platea di fondazione

Le pressioni di contatto fondazione – terreno vengono determinate per mezzo di un calcolo a pressoflessione deviata, a partire dalle caratteristiche di sollecitazione N, M_l, M_t agenti al baricentro della platea, considerando il terreno non reagente a trazione e ammettendo dunque la possibilità di parzializzazione della sezione di contatto.

Le pressioni di contatto vengono calcolate secondo l'approccio STR (A1+M1) per le verifiche strutturali della platea di fondazione e secondo l'approccio GEO (A2+M2) per le verifiche di capacità portante del terreno.

3.5.3. Verifica a ribaltamento (diretta)

Le azioni agenti sulla spalla vengono tutte riportate al filo anteriore della platea di fondazione, separando i momenti longitudinali così ottenuti in momenti ribaltanti (segno negativo nel riferimento assunto) e momenti stabilizzanti (segno positivo nel riferimento assunto). Si individuano così un momento ribaltante totale M^{rib} e un momento stabilizzante totale M^{stab} .

La verifica a ribaltamento consiste allora nel verificare la disuguaglianza

$$\frac{M^{stab}}{M^{rib}} \geq \eta$$

con η coefficiente di sicurezza di normativa.

I momenti totali ribaltante e stabilizzante vengono calcolati utilizzando l'approccio GEO (A2+M2).

3.5.4. Verifica a scorrimento (diretta)

La forza orizzontale motrice applicata alla fondazione risulta pari a

$$F^{motrice} = \sqrt{H_l^2 + H_t^2}$$

dove H_l, H_t sono le forze orizzontali longitudinale e trasversale agenti al baricentro fondazione.

La forza orizzontale resistente applicata alla fondazione risulta invece pari a

$$F^{resistente} = N \cdot \tan \delta$$

dove δ è l'angolo di attrito terreno – platea di fondazione e N è lo sforzo normale agente all'intradosso fondazione.

La verifica a scorrimento consiste allora nel verificare la disuguaglianza

$$\frac{F^{resistente}}{F^{motrice}} \geq \eta$$

con η coefficiente di sicurezza di normativa.

Le forze resistente e motrice vengono calcolati utilizzando l'approccio GEO (A2+M2).

3.5.5. Verifiche degli elementi strutturali della spalla

Per tutti gli elementi strutturali della spalla (muro frontale, muro paraghiaia, muri di risvolto, ...) vengono svolte le seguenti verifiche:

- verifiche a rottura (pressoflessione e taglio) per le combinazioni allo stato limite ultimo (SLU). Le caratteristiche di sollecitazione di verifica vengono calcolate utilizzando l'approccio STR (A1+M1)
- verifiche tensionali per le combinazioni rare e quasi permanenti (SLE)
- verifiche a fessurazione per le combinazioni frequenti e quasi permanenti (SLE)

3.5.6. Pali

Viene verificata la sezione di incastro con la platea di fondazione.

Il momento flettente agente in testa palo viene derivato dal taglio in testa palo nell'ipotesi di elasticità lineare sia per il palo che per il terreno. Risulta

$$M = T \cdot \frac{L_0}{2}$$

con L_0 lunghezza elastica del palo, funzione del modulo di Winkler del terreno K_w , della larghezza di influenza b del palo e dei moduli di elasticità e di inerzia del palo E_{palo} e J_{palo}

$$L_0 = \left[\frac{4E_{palo}J_{palo}}{K_w b} \right]^{1/4}$$

Le verifiche del palo vengono condotte nei riguardi delle condizioni di massimo momento flettente, con sforzo normale minimo e massimo associato, e di minimo sforzo normale, con momento flettente associato.

3.5.7. Unghia anteriore platea fondazione (pali)

Viene verificata la sezione di incastro con il muro frontale.

Per ciascun palo sollecitante l'unghia viene operata una diffusione a 45° del momento flettente $N \cdot e_{palo}$ su detta sezione di incastro. I singoli valori di momento flettente così ottenuti vengono poi cumulati sulle rispettive larghezze di diffusione, ottenendo per sovrapposizione dei singoli contributi una distribuzione di momento flettente complessivo sulla sezione di verifica.

3.5.8. Unghia anteriore platea fondazione (diretta)

Viene verificata la sezione di incastro con il muro frontale in presenza di momento longitudinale ribaltante.

Nell'ipotesi che l'unghia anteriore sia interamente a contatto con il terreno, la distribuzione delle pressioni di contatto sotto l'unghia stessa viene approssimata per mezzo della somma di un carico uniforme q_u e un carico triangolare q_t (ciò che equivale a trascurare il contributo del momento trasversale).

Il momento flettente di verifica risulta allora essere pari a

$$M = \left[\frac{q_u}{2} + \frac{q_t}{3} \right] \cdot l^2$$

con l lunghezza dell'unghia.

Se viceversa si ha parzializzazione della superficie di contatto sotto l'unghia, la verifica si considera sempre non soddisfatta per considerazioni di comportamento globale della spalla.

3.5.9. Unghia posteriore platea fondazione (pali)

L'unghia posteriore viene considerata come una piastra incastrata su tre lati (in presenza di entrambi i muri di risvolto), su due lati (in presenza di un solo muro di risvolto) o come una mensola (in assenza di muri di risvolto).

In considerazione degli usuali spessori della platea di fondazione, del diametro dei pali e dell'interasse tra gli stessi, le aree di influenza sulla fibra media della platea dei pali adiacenti risultano praticamente sempre sovrapposte. E' dunque possibile considerare le reazioni dei pali interni all'unghia posteriore come un carico distribuito, anziché come una somma di carichi concentrati.

Trascurando allora il contributo del momento trasversale, il carico agente sull'unghia posteriore può essere riguardato come somma di un carico uniforme q_u dovuto agli effetti del solo sforzo normale N agente al baricentro della fondazione, e di un carico triangolare q_t (massimo all'incastro con il muro frontale) dovuto agli effetti del solo momento flettente longitudinale M_i . Risulta, con R_i reazione del palo i -esimo, n numero di pali della fondazione e n_{unghia} numero di pali all'interno dell'unghia posteriore

$$\bar{R} = \frac{1}{n_{platea}} \sum R_i \Rightarrow \bar{N}_{unghia} = \bar{R} \cdot n_{unghia}$$

$$N_{unghia} = \sum_{unghia} R_i \quad \Delta N_{unghia} = N_{unghia} - \bar{N}_{unghia}$$

$$\Delta N_{unghia} \leq 0 \Rightarrow q_u = -\frac{\bar{N}_{unghia}}{A_{unghia}} \quad q_t = 2 \frac{\Delta N_{unghia}}{A_{unghia}} \quad \text{momento ribaltante}$$

$$\Delta N_{unghia} > 0 \Rightarrow q_u = -\left[\frac{\bar{N}_{unghia}}{A_{unghia}} + 2 \frac{\Delta N_{unghia}}{A_{unghia}} \right] \quad q_t = 2 \frac{\Delta N_{unghia}}{A_{unghia}} \quad \text{momento stabilizzante}$$

Nel caso di una singola fila di pali sollecitanti l'unghia posteriore, per meglio descrivere gli effetti dell'eccentricità dei pali alla somma dei due detti carichi agenti sull'intera unghia posteriore si sostituisce un carico uniforme agente sulla sola fascia di influenza della fila di pali.

Una volta ottenuti i carichi distribuiti equivalenti agenti sull'unghia, i momenti flettenti di verifica all'incastro con il muro frontale, all'incastro con i muri di risvolto e a centro piastra (longitudinale e trasversale) si ottengono, in corrispondenza del rapporto $\hat{\gamma}$ cercato tra i lati della piastra, mediante interpolazione spline cubica dei valori riportati nelle tabelle pubblicate da Richard Bares per vari valori di detto rapporto γ .

3.5.10. Unghia posteriore platea fondazione (diretta)

L'unghia posteriore viene considerata come una piastra incastrata su tre lati (in presenza di entrambi i muri di risvolto), su due lati (in presenza di un solo muro di risvolto) o come una mensola (in assenza di muri di risvolto).

Trascurando allora il contributo del momento trasversale, il carico agente sull'unghia posteriore può essere riguardato come somma di un carico uniforme q_u agente sull'intera unghia, dovuto agli effetti del solo sforzo normale N agente al baricentro della fondazione, e di un carico triangolare q_t (massimo all'incastro con il muro frontale), eventualmente agente su una sola porzione dell'unghia nel caso di sezione parzializzata, dovuto agli effetti del solo momento flettente longitudinale M_l . Risulta, con p_1 pressione di contatto all'incastro con il muro frontale, p_2 pressione di contatto sul bordo libero, y estensione - a partire dal muro frontale - della porzione di unghia a contatto con il terreno e b dimensione longitudinale dell'unghia

$$\begin{aligned} y = b &\Rightarrow q_u = -p_2 & q_t = -[p_1 - p_2] & \text{unghia non parzializzata} \\ y < b &\Rightarrow q_u = 0 & q_t = -p_1 & \text{unghia parzializzata} \end{aligned}$$

Una volta ottenuti i carichi distribuiti equivalenti agenti sull'unghia, i momenti flettenti di verifica all'incastro con il muro frontale, all'incastro con i muri di risvolto e a centro piastra (longitudinale e trasversale) si ottengono, in corrispondenza del rapporto $\hat{\gamma}$ cercato tra i lati della piastra, mediante interpolazione spline cubica dei valori riportati nelle tabelle pubblicate da Richard Bares per vari valori di detto rapporto γ .

Quanto esposto è valido nell'ipotesi che l'unghia posteriore sia, nella sezione di incastro con il muro frontale, a contatto con il terreno; se viceversa si ha parzializzazione in tale sezione, la verifica si considera sempre non soddisfatta per considerazioni di comportamento globale della spalla.

3.5.11. Muro frontale

Viene verificata la sezione di incastro con la platea di fondazione.

Nella determinazione dei momenti flettenti di verifica il muro frontale viene considerato come una mensola incastrata nella platea di fondazione, trascurando a favore di sicurezza gli effetti dovuti alla eventuale presenza dei muri di risvolto.

3.5.12. Muro paraghiaia

Viene verificata la sezione di incastro con lo spiccato del muro frontale.

Nella determinazione dei momenti flettenti di verifica il muro paraghiaia viene considerato come una mensola incastrata allo spiccatto del muro frontale, trascurando a favore di sicurezza gli effetti dovuti alla eventuale presenza dei muri di risvolto.

3.5.13. Muro risvolto

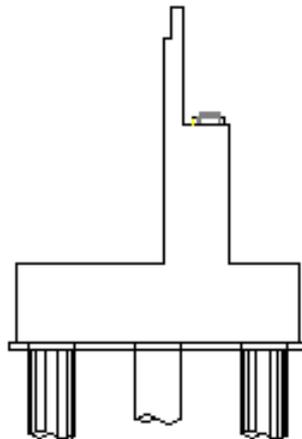
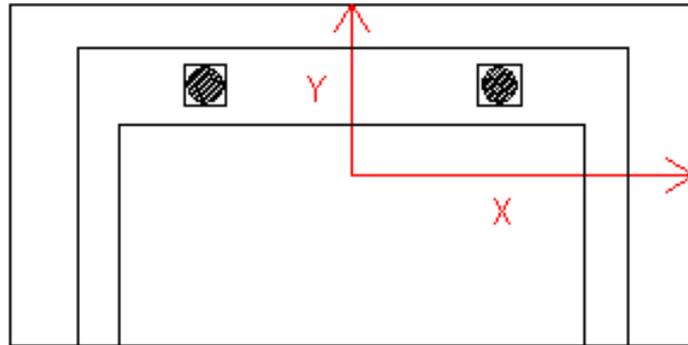
Il muro di risvolto viene considerato come una piastra incastrata su due lati (il muro frontale e la platea di fondazione).

Il carico agente sul muro di risvolto viene riguardato come somma di un carico uniforme q_u e di un carico triangolare q_t (massimo allo spiccatto del muro), agenti sull'intera superficie del muro. Risulta infatti

- Spinta attiva statica terreno: $q_t = \gamma_t \cdot K_a^h \cdot H_{muro}$
- Sovraccarico: $q_u = q_s \cdot K_a^h$
- Sovrappinta sismica terreno: $\Delta q_u = \gamma_t \cdot \left[(1 \pm k_v) K_a^{h,sisma} - K_a^{h,statica} \right] \cdot H_{muro}$
 $\Delta q_t = -\gamma_t \cdot \left[(1 \pm k_v) K_a^{h,sisma} - K_a^{h,statica} \right] \cdot H_{muro}$
- Inerzia peso proprio muro: $\Delta q_u = \gamma_{csl} \cdot s_{muro} \cdot k_h$

Una volta ottenuti i carichi distribuiti equivalenti agenti sul muro, i momenti flettenti di verifica all'incastro con il muro frontale e con la platea di fondazione si ottengono, in corrispondenza del rapporto $\hat{\gamma}$ cercato tra i lati della piastra, mediante interpolazione spline cubica dei valori riportati nelle tabelle pubblicate da Richard Bares per vari valori di detto rapporto γ .

3.6. SISTEMA DI RIFERIMENTO



3.1. UNITÀ MISURA

Forze	kN
Tensioni	MPa

3.2. GEOMETRIA IMPALCATO

Interasse appoggi	35	m
Interasse spalla - pila	35.9	m

3.3. GEOMETRIA SPALLA

3.3.1. Muro frontale

Spessore	2	m
Larghezza trasversale	13.51	m
Altezza	7.47	m
Distanza longitudinale bar. appoggi - paraghiaia	0.9	m
Distanza trasversale bar. appoggi - bar. muro	0	m

3.3.2. Muro paraghiaia

Spessore	0.5	m
Altezza	2.86	m

3.3.3. Muri risolto

Spessore in testa	0.35	m
Spessore allo spiccato	1.06	m
Lunghezza	6.20	m
Altezza	10.43	m
Muro risolto sx presente	No	
Muro risolto dx presente	Si	

3.3.4. Platea di fondazione

Altezza zattera	1.5	m
Dimensione longitudinale	6.9	m
Dimensione trasversale	13.71	m
Lunghezza unghia anteriore	1.75	m

3.3.5. Permanenti

N impalcato su appoggi	3800
M _t impalcato su appoggi	0

3.3.6. Carichi mobili

n° colonne carico max N	2	
n° colonne carico max M_t	2	
Larghezza carreggiata	8.57	m
Eccentricità baric. carreggiata - baric. appoggi	2.12	m

3.3.7. Forza centrifuga

Forza centrifuga H_t Verifiche Spalla. $F_{centrifuga}$ Trave Appoggia

3.3.8. Frenamento

Frenamento presente	Sì	
Lunghezza complessiva campate collegate	35	m

3.3.9. Resistenza parassita dei vincoli – isolatori a scorrimento

Rigidità orizzontale dell'isolatore k	934	
Distanza appoggi da asse simmetria long. viadotto d	17.5	m
Coeff. dilatazione termica α	1E-05	
Variazione termica impalcato ΔT	25	variazione uniforme
Variazione termica impalcato equiv. ritiro ΔT_r	7	variazione uniforme
Variazione termica impalcato equiv. viscosità ΔT_v	0	variazione uniforme
n° appoggi sul pulvino	3	

3.4. AZIONI CARATTERISTICHE SPALLA

3.4.1. Vento

Zona	1	
Altitudine	105	m
Periodo di ritorno T_R	500	anni
Coeff. topografia c_t	1	
Coeff. forma c_p	1	
Coeff. dinamico c_d	1	
Categoria esposizione sito	2	
Coeff. pressione esterna superfici sopravvento	1.4	
Coeff. pressione esterna superfici sottovento	0.4	
Altezza esposta al vento impalcato scarico	2.5	m
Altezza esposta al vento impalcato carico	5.5	m

3.4.2. Sovraccarico accidentale sul terreno

Q_s 20

3.4.3. Terreno di riempimento

Terreno spingente True

3.5. AZIONI SISMICHE IMPALCATO

3.5.1. Analisi modale

Spettro elastico

	N	H_l	H_t	M_l	M_t
sisma x	0	360.6	0	0	0
sisma y	0	0	360.6	0	721.2
sisma z	721.5	0	0	0	0

3.6. AZIONI SISMICHE TERRENO

a_g/g 0.2700
 F_0 2.3860
 T_c^* 0.3050
Coeff. amplificazione topografica S_t 1
Categoria suolo di fondazione B
Spostamenti relativi spalla terreno ammessi Si

3.7. COEFFICIENTI SISMICI

Coefficiente sismico orizzontale k_h 0.096
Coefficiente sismico verticale k_v 0.048

3.8. COEFFICIENTI DI SPINTA ATTIVA

		0.224	STR
Coefficiente spinta attiva orizzontale	K_a^h	0.290	GEO
		0.290	EQU
Coefficiente spinta attiva verticale	K_a^v	0.097	STR
		0.100	GEO
		0.100	EQU

3.9. COEFFICIENTI DI SPINTA ATTIVA IN SISMA – ANALISI MODALE

3.9.1. Sisma orizzontale

Il coefficiente di spinta attivo viene calcolato per la condizione

$$k_h \neq 0 \quad k_v = 0$$

		0.278	STR
Coefficiente spinta attiva orizzontale	K_a^h	0.352	GEO
		0.352	EQU
		0.120	STR
Coefficiente spinta attiva verticale	K_a^v	0.121	GEO
		0.121	EQU

3.9.2. Sisma verticale

Il coefficiente di spinta attivo viene calcolato per la condizione

$$k_h = 0 \quad k_v \neq 0$$

		0.224	STR
Coefficiente spinta attiva orizzontale	K_a^h	0.290	GEO
		0.290	EQU
		0.097	STR
Coefficiente spinta attiva verticale	K_a^v	0.100	GEO
		0.100	EQU

3.10. AZIONI CARATTERISTICHE IMPALCATO

3.10.1. Baricentro zattera

	N	H _l	H _t	M _l	M _t
Peso impalcato	4000.00	0.00	0.00	-10400.00	0.00
Ritiro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Grad. termico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Accidentali assi	1008.57	1008.57	0.00	0.00	-2622.29
max N ripartito	635.20	635.20	0.00	0.00	-1651.52
Accidentali assi	1008.57	1008.57	0.00	0.00	-2622.29
max M _t ripartito	635.20	635.20	0.00	0.00	-1651.52
Forza centrifuga	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vento impalcato scarico	0.00	0.00	0.00	0.00	131.91
Vento impalcato carico	0.00	0.00	0.00	0.00	290.19
Frenamento	0.00	454.50	0.00	-4076.87	0.00
Attrito vincoli	0.00	17.27	0.00	-154.92	0.00

3.10.2. Baricentro spiccato muro frontale

	N	H_l	H_t	M_l	M_t
Peso impalcato	4000.00	0.00	0.00	-1600.00	0.00
Ritiro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Grad. termico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Accidentali assi	1008.57	1008.57	0.00	0.00	-403.43
max N ripartito	635.20	635.20	0.00	0.00	-254.08
Accidentali assi	1008.57	1008.57	0.00	0.00	-403.43
max M _t ripartito	635.20	635.20	0.00	0.00	-254.08
Forza centrifuga	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vento impalcato scarico	0.00	0.00	0.00	0.00	131.91
Vento impalcato carico	0.00	0.00	0.00	0.00	290.19
Frenamento	0.00	454.50	0.00	-3395.12	0.00
Attrito vincoli	0.00	17.27	0.00	-129.01	0.00

3.11. AZIONI CARATTERISTICHE PESO PROPRIO

3.11.1. Baricentro zattera

N	H_l	H_t	M_l	M_t
11758.54	0.00	0.00	-9998.22	7263.22

3.11.2. Baricentro spiccato muro frontale

N	H_l	H_t	M_l	M_t
5528.97	0.00	0.00	362.24	0.00

3.11.3. Baricentro spiccato muro paraghiaia

N	H_l	H_t	M_l	M_t
35.75	0.00	0.00	0.00	0.00

3.11.4. Baricentro spiccato muro risolto

N	H_l	H_t	M_l	M_t
1139.74	0.00	0.00	0.00	0.00

3.12. AZIONI CARATTERISTICHE TERRENO

3.12.1. Baricentro zattera

		N	H_l	H_t	M_l	M_t
SLU strutturale	terreno	16543.06	3875.46	1336.32	20875.69	-1276.11
	sovraccarico	1913.59	727.99	287.47	247.38	1068.21
SLU geotecnica	terreno	16596.99	5000.62	1724.29	16705.75	641.76
	sovraccarico	1923.72	939.35	370.93	-952.65	1624.48
SLU equilibrio	terreno	16596.99	5000.62	1724.29	16705.75	641.76
	sovraccarico	1923.72	939.35	370.93	-952.65	1624.48
SLE	terreno	16543.06	3875.46	1336.32	20875.69	-1276.11
	sovraccarico	1913.59	727.99	287.47	247.38	1068.21

3.12.2. Baricentro spiccato muro frontale

		N	H_l	H_t	M_l	M_t
SLU strutturale	terreno	1255.86	2911.87	0.00	-8770.69	0.00
	sovraccarico	270.16	626.41	0.00	-2965.25	0.00
SLU geotecnica	terreno	1296.38	3757.27	0.00	-11641.17	0.00
	sovraccarico	278.88	808.28	0.00	-3895.87	0.00
SLU equilibrio	terreno	1296.38	3757.27	0.00	-11641.17	0.00
	sovraccarico	278.88	808.28	0.00	-3895.87	0.00
SLE	terreno	1255.86	2911.87	0.00	-8770.69	0.00
	sovraccarico	270.16	626.41	0.00	-2965.25	0.00

3.12.3. Baricentro spiccato muro paraghiaia

		N	H_l	H_t	M_l	M_t
SLU strutturale	terreno	7.13	16.52	0.00	-13.97	0.00
	sovraccarico	5.54	12.84	0.00	-16.97	0.00
SLU geotecnica	terreno	7.36	21.32	0.00	-18.48	0.00
	sovraccarico	5.72	16.56	0.00	-22.26	0.00
SLU equilibrio	terreno	7.36	21.32	0.00	-18.48	0.00
	sovraccarico	5.72	16.56	0.00	-22.26	0.00
SLE	terreno	7.13	16.52	0.00	-13.97	0.00
	sovraccarico	5.54	12.84	0.00	-16.97	0.00

3.12.1. Baricentro spiccato muro di risvolto

		N	H_l	H_t	M_l	M_t
SLU strutturale	terreno	656.30	0.00	1521.71	0.00	5638.32
	sovraccarico	139.83	0.00	324.22	0.00	1764.90
SLU geotecnica	terreno	663.62	0.00	1923.37	0.00	7038.64
	sovraccarico	141.39	0.00	409.79	0.00	2212.02
SLU equilibrio	terreno	663.62	0.00	1923.37	0.00	7038.64
	sovraccarico	141.39	0.00	409.79	0.00	2212.02
SLE	terreno	656.30	0.00	1521.71	0.00	5638.32
	sovraccarico	139.83	0.00	324.22	0.00	1764.90

3.13. AZIONI SISMA MODALE IMPALCATO

3.13.1. Baricentro zattera

	N	H_l	H_t	M_l	M_t
Sisma X	0.00	388.10	0.00	-3481.26	0.00
Sisma Y	0.00	0.00	388.10	0.00	4257.56
Sisma Z	759.50	0.00	0.00	-1974.70	0.00

3.13.2. Baricentro spiccato muro frontale

	N	H_l	H_t	M_l	M_t
Sisma X	0.00	388.10	0.00	-2899.11	0.00
Sisma Y	0.00	0.00	388.10	0.00	3675.41
Sisma Z	759.50	0.00	0.00	75.95	0.00

3.14. AZIONI SISMA PESO PROPRIO

3.14.1. Baricentro zattera

	N	H_l	H_t	M_l	M_t
Sisma X	0.00	0.00	3626.62	0.00	13234.32
Sisma Y	0.00	3626.62	0.00	-13234.32	0.00
Sisma Z+	1813.31	0.00	0.00	-1485.99	1120.08
Sisma Z-	-1813.31	0.00	0.00	1485.99	-1120.08

3.14.2. Baricentro spiccato muro frontale

	N	H_l	H_t	M_l	M_t
Sisma X	0.00	0.00	1705.27	0.00	7138.57
Sisma Y	0.00	1705.27	0.00	-7138.57	0.00
Sisma Z+	852.63	0.00	0.00	55.86	0.00
Sisma Z-	-852.63	0.00	0.00	-55.86	0.00

3.14.3. Baricentro spiccato muro paraghiaia

	N	H_l	H_t	M_l	M_t
Sisma X	0.00	0.00	11.03	0.00	15.77
Sisma Y	0.00	11.03	0.00	-15.77	0.00
Sisma Z+	5.51	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma Z-	-5.51	0.00	0.00	0.00	0.00

3.14.4. Baricentro spiccato muro risolto

	N	H_l	H_t	M_l	M_t
Sisma X	0.00	0.00	351.52	0.00	1833.19
Sisma Y	0.00	351.52	0.00	-1833.19	0.00
Sisma Z+	175.76	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma Z-	-175.76	0.00	0.00	0.00	0.00

3.15. AZIONI SISMA MODALE TERRENO

3.15.1. Baricentro zattera

	N	H_l	H_t	M_l	M_t	
SLU strutturale	Sisma X	0.00	0.00	5072.92	0.00	33811.02
	Sisma Y	594.42	5965.02	0.00	-35780.75	0.00
	Sisma Z+	2388.30	220.07	0.00	3468.20	-1215.49
	Sisma Z-	-2388.30	-220.07	0.00	-3468.20	1215.49
SLU geotecnica	Sisma X	0.00	0.00	5160.60	0.00	34395.43
	Sisma Y	561.31	6213.60	0.00	-37415.05	0.00
	Sisma Z+	2391.36	283.96	0.00	3105.43	-1215.49
	Sisma Z-	-2391.36	-283.96	0.00	-3105.43	1215.49

3.15.2. Baricentro spiccato muro frontale

	N	H_l	H_t	M_l	M_t	
SLU strutturale	Sisma Y	366.41	849.58	0.00	-4021.66	0.00
	Sisma Z+	72.95	169.15	0.00	-800.71	0.00
	Sisma Z-	72.95	-169.15	0.00	946.61	0.00
SLU geotecnica	Sisma Y	339.88	985.06	0.00	-4747.94	0.00
	Sisma Z+	75.31	218.26	0.00	-1052.00	0.00
	Sisma Z-	75.31	-218.26	0.00	1202.62	0.00

3.15.3. Baricentro spiccato muro paraghiaia

	N	H_l	H_t	M_l	M_t	
SLU strutturale	Sisma Y Z+	3.63	8.42	0.00	-11.13	0.00
	Sisma Y Z-	-2.45	5.69	0.00	-8.74	0.00
SLU geotecnica	Sisma Y Z+	3.43	9.94	0.00	-13.36	0.00
	Sisma Y Z-	-2.21	6.41	0.00	-9.72	0.00

3.15.1. Baricentro spiccato muro risolto

	N	H_l	H_t	M_l	M_t	
SLU strutturale	Sisma Y Z+	216.40	0.00	501.76	0.00	2731.35
	Sisma Y Z-	-142.25	0.00	329.84	-1795.49	0.00
SLU geotecnica	Sisma Y Z+	201.25	0.00	583.28	0.00	3148.46
	Sisma Y Z-	-126.17	0.00	365.68	-1973.92	0.00

3.16. COMBINAZIONI SLU AL BARICENTRO PLATEA DI FONDAZIONE

Esercizio - A1+M1					
COMB.	N	H _l	H _t	M _l	M _t
1	37104.04	4878.98	1985.58	-5144.10	19181.64
2	48409.61	6235.39	2453.29	-4976.98	21277.13
3	34699.13	4289.30	1926.84	-3121.73	16907.74
4	46004.70	5645.71	2394.55	-2954.61	19003.23
5	37104.04	4878.98	1985.58	-5144.10	19181.64
6	48409.61	6235.39	2453.29	-4976.98	21277.13
7	34699.13	4289.30	1926.84	-3121.73	16907.74
8	46004.70	5645.71	2394.55	-2954.61	19003.23
9	34699.13	4902.88	1752.72	-8625.49	14867.11
10	46004.70	6259.29	2220.43	-8458.38	16962.60
11	32301.61	3896.19	1771.60	291.57	11088.69
12	43607.17	5252.60	2239.31	458.69	13184.18
13	34699.13	4902.88	1752.72	-8625.49	14867.11
14	46004.70	6259.29	2220.43	-8458.38	16962.60
15	32301.61	3896.19	1771.60	291.57	11088.69
16	43607.17	5252.60	2239.31	458.69	13184.18
17	34699.13	4289.30	1752.72	-3121.73	14867.11
18	46004.70	5645.71	2220.43	-2954.61	16962.60
19	32301.61	3896.19	1771.60	291.57	11088.69
20	43607.17	5252.60	2239.31	458.69	13184.18
21	34699.13	4289.30	1752.72	-3121.73	14867.11
22	46004.70	5645.71	2220.43	-2954.61	16962.60
23	32301.61	3896.19	1771.60	291.57	11088.69
24	43607.17	5252.60	2239.31	458.69	13184.18
25	32301.61	3896.19	1534.17	291.57	8009.22
26	43607.17	5252.60	2001.88	458.69	10104.71

Sisma - A1+M1					
COMB.	N	H _l	H _t	M _l	M _t
1	33968.27	7207.08	10152.29	-17706.05	54281.09
2	30991.60	7075.03	10152.29	-17710.56	54338.34
3	34384.36	13649.55	4334.28	-49579.73	24329.65
4	31407.70	13517.51	4334.28	-49584.23	24386.90
5	37441.04	7089.46	4062.61	-15263.92	21282.56
6	27518.83	6649.31	4062.61	-15278.94	21473.40

Esercizio – A2+M2					
COMB.	N	H_i	H_t	M_i	M_t
1	36458.15	6098.14	2377.21	-9857.81	19829.82
2	36458.15	6098.14	2377.21	-9857.81	19829.82
3	34402.53	5449.99	2272.17	-7307.02	17539.20
4	34402.53	5449.99	2272.17	-7307.02	17539.20
5	36458.15	6098.14	2377.21	-9857.81	19829.82
6	36458.15	6098.14	2377.21	-9857.81	19829.82
7	34402.53	5449.99	2272.17	-7307.02	17539.20
8	34402.53	5449.99	2272.17	-7307.02	17539.20
9	34402.53	5972.67	2121.27	-11995.42	15770.65
10	34402.53	5972.67	2121.27	-11995.42	15770.65
11	32355.53	5017.89	2101.54	-3847.38	12326.35
12	32355.53	5017.89	2101.54	-3847.38	12326.35
13	34402.53	5972.67	2121.27	-11995.42	15770.65
14	34402.53	5972.67	2121.27	-11995.42	15770.65
15	32355.53	5017.89	2101.54	-3847.38	12326.35
16	32355.53	5017.89	2101.54	-3847.38	12326.35
17	34402.53	5449.99	2121.27	-7307.02	15770.65
18	34402.53	5449.99	2121.27	-7307.02	15770.65
19	32355.53	5017.89	2101.54	-3847.38	12326.35
20	32355.53	5017.89	2101.54	-3847.38	12326.35
21	34402.53	5449.99	2121.27	-7307.02	15770.65
22	34402.53	5449.99	2121.27	-7307.02	15770.65
23	32355.53	5017.89	2101.54	-3847.38	12326.35
24	32355.53	5017.89	2101.54	-3847.38	12326.35
25	32355.53	5017.89	1895.76	-3847.38	9657.48
26	32355.53	5017.89	1895.76	-3847.38	9657.48

Sisma – A2+M2					
COMB.	N	H_i	H_t	M_i	M_t
1	34013.18	8425.98	10627.94	-22475.11	56783.37
2	31034.67	8255.60	10627.94	-22261.96	56840.62
3	34406.09	15042.46	4748.55	-55492.79	26422.83
4	31427.59	14872.08	4748.55	-55279.64	26480.09
5	37488.09	8353.08	4476.88	-20286.91	23375.75
6	27559.75	7785.15	4476.88	-19576.40	23566.59

3.17. PRESSIONI DI CONTATTO SLU SUL TERRENO DI FONDAZIONE

Esercizio - A1+M1		
COMB.	p_{max}	p_{min}
1	0.36	0.19
2	0.45	0.26
3	0.33	0.18
4	0.42	0.26
5	0.36	0.19
6	0.45	0.27
7	0.33	0.19
8	0.42	0.26
9	0.34	0.17
10	0.43	0.25
11	0.27	0.20
12	0.36	0.28
13	0.34	0.17
14	0.43	0.25
15	0.27	0.20
16	0.36	0.28
17	0.32	0.19
18	0.41	0.27
19	0.27	0.20
20	0.37	0.28
21	0.32	0.19
22	0.41	0.27
23	0.27	0.20
24	0.36	0.28
25	0.26	0.21
26	0.36	0.29

Sisma - A1+M1		
COMB.	p_{max}	p_{min}
1	0.50	0.00
2	0.48	0.00
3	0.55	0.00
4	0.54	0.00
5	0.41	0.14
6	0.34	0.06

Sintesi		
	Esercizio A1+M1	Sisma A1+M1
p_{max}	0.45	0.55
p_{min}	0.17	0.00

Esercizio – A2+M2		
COMB.	p_{max}	p_{min}
1	0.38	0.16
2	0.38	0.16
3	0.35	0.16
4	0.34	0.17
5	0.38	0.16
6	0.38	0.16
7	0.35	0.16
8	0.35	0.16
9	0.36	0.15
10	0.36	0.15
11	0.30	0.18
12	0.29	0.18
13	0.36	0.15
14	0.36	0.15
15	0.29	0.18
16	0.29	0.18
17	0.34	0.17
18	0.34	0.17
19	0.30	0.18
20	0.30	0.18
21	0.34	0.17
22	0.34	0.17
23	0.30	0.18
24	0.29	0.19
25	0.28	0.20
26	0.29	0.19

Sisma – A2+M2		
COMB.	p_{max}	p_{min}
1	0.53	0.00
2	0.52	0.00
3	0.59	0.00
4	0.58	0.00
5	0.44	0.11
6	0.37	0.04

Sintesi		
	Esercizio A2+M2	Sisma A2+M2
p_{max}	0.38	0.59
p_{min}	0.15	0.00

3.18. VERIFICA DI PORTANZA TERRENO DI FONDAZIONE

Le espressioni di **Hansen** per il calcolo della capacità portante si differenziano a seconda se si è alla presenza di un terreno puramente coesivo ($\phi = 0$) o meno e si esprimono nel modo seguente:

Caso generale

$$q_{ult} = c N_c s_c d_c i_c g_c b_c + q N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 B \gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

Caso di terreno puramente coesivo $\phi = 0$

$$q_{ult} = 5.14 c (1 + s_c + d_c - i_c - g_c - b_c) + q$$

in cui d_c, d_q, d_γ , sono fattori di profondità, s_c, s_q, s_γ , sono i fattori di forma, i_c, i_q, i_γ , sono i fattori di inclinazione del carico, b_c, b_q, b_γ , sono i fattori di inclinazione del piano di posa e g_c, g_q, g_γ , sono fattori che tengono conto del fatto che la fondazione poggia su un terreno in pendenza.

I fattori N_c, N_q, N_γ sono espressi come:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad N_\gamma = 1.5 (N_q - 1) \tan \phi$$

Vediamo ora come si esprimono i vari fattori che compaiono nell'espressione del carico ultimo.

Fattori di forma

$$\text{per } \phi = 0 \quad s_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$\text{per } \phi > 0 \quad s_c = 1 + \frac{N_q B}{N_c L} \quad s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Fattori di profondità

$$\text{per } \phi = 0 \quad d_c = 0.4 k$$

$$\text{per } \phi > 0 \quad d_c = 1 + 0.4 k \quad d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k \quad d_\gamma = 1$$

Si definisce il parametro k come:

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} \leq 1 \quad k = \tan^{-1} \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} > 1$$

Fattori di inclinazione del carico

Indichiamo con V e H le componenti del carico rispettivamente perpendicolare e parallela alla base e con A_f l'area efficace della fondazione ottenuta come $A_f = B' \times L'$ (B' ed L' sono legate alle dimensioni effettive della fondazione B, L e all'eccentricità del carico e_B, e_L dalle relazioni $B' = B - 2 e_B$ $L' = L - 2 e_L$) e con η l'angolo di inclinazione della fondazione espresso in $^\circ$ ($\eta = 0$ per fondazione orizzontale).

I fattori di inclinazione del carico si esprimono come:

$$\text{per } \phi = 0 \quad i_c = \frac{1}{2} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}} \right)$$

$$\text{per } \phi > 0 \quad i_q = \left(1 - \frac{0.5 H}{V + A_f c_a \cot \phi} \right)^5 \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$\text{per } \eta = 0 \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7 H}{V + A_f c_a \cot \phi} \right)^5$$

$$\text{per } \eta > 0 \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{\left(0.7 - \frac{\eta^\circ}{450} \right) H}{V + A_f c_a \cot \phi} \right)^5$$

Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione

$$\text{per } \phi = 0 \quad b_c = \frac{\eta^\circ}{147}$$

$$\text{per } \phi > 0 \quad b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147} \quad b_q = e^{-2.7 \tan \phi} \quad b_\gamma = e^{-2.7 \eta \tan \phi}$$

Fattori di inclinazione del terreno

Indicando con β la pendenza del pendio i fattori g si ottengono dalle espressioni seguenti:

$$\text{per } \phi = 0 \quad g_c = \frac{\beta^\circ}{147}$$

$$\text{per } \phi > 0 \quad g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147} \quad g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^\delta$$

Per poter applicare la formula di Hansen devono risultare verificate le seguenti quattro condizioni:

$$1) H < V \tan \delta + A_f c_a \quad 2) \beta \leq \phi \quad 3) i_q, i_\gamma > 0 \quad 4) \beta + \eta \leq 90^\circ$$

Si riporta di seguito la tabella di sintesi per le verifiche di capacità portante delle combinazioni più gravose, sismiche.

$$\begin{aligned} B &= 9.90 & (\text{m}) \\ L &= 13.71 & (\text{m}) \\ D &= 2.34 & (\text{m}) \end{aligned}$$

COMB	N*	HL*	Ht*	MI*	Mt*	p (KN/mq)	qlim (KN/mq)	CS
COMB 1 SISM A2-M2	34014	8426	10628	22475	56784	382.31	696.37	1.82
COMB 2 SISM A2-M2	31035	8256	10628	22262	56841	364.90	621.22	1.70
COMB 3 SISM A2-M2	34406	15043	4749	55493	26423	423.45	479.24	1.13
COMB 4 SISM A2-M2	31428	14873	4749	55280	26480	409.52	407.58	1.00
COMB 5 SISM A2-M2	37489	8353	4477	20287	23376	341.14	1045.27	3.06
COMB 6 SISM A2-M2	27560	7786	4477	19577	23567	270.86	839.80	3.10

3.19. VERIFICA A SCORRIMENTO

Esercizio - A2+M2			
Comb	H_{resistente}	H_{motrice}	C.s. η
1	22787.38	6545.11	3.48
2	22787.38	6545.11	3.48
3	21502.56	5904.67	3.64
4	21502.56	5904.67	3.64
5	22787.38	6545.11	3.48
6	22787.38	6545.11	3.48
7	21502.56	5904.67	3.64
8	21502.56	5904.67	3.64
9	21502.56	6338.18	3.39
10	21502.56	6338.18	3.39
11	20223.13	5440.19	3.72
12	20223.13	5440.19	3.72
13	21502.56	6338.18	3.39
14	21502.56	6338.18	3.39
15	20223.13	5440.19	3.72
16	20223.13	5440.19	3.72
17	21502.56	5848.26	3.68
18	21502.56	5848.26	3.68
19	20223.13	5440.19	3.72
20	20223.13	5440.19	3.72
21	21502.56	5848.26	3.68
22	21502.56	5848.26	3.68
23	20223.13	5440.19	3.72
24	20223.13	5440.19	3.72
25	20223.13	5364.06	3.77
26	20223.13	5364.06	3.77

Sisma - A2+M2			
Comb	H_{resistente}	H_{motrice}	C.s. η
1	21259.20	13562.82	1.57
2	19397.55	13457.64	1.44
3	21504.79	15774.17	1.36
4	19643.14	15611.77	1.26
5	23431.13	9477.15	2.47
6	17225.63	8980.59	1.92

3.20. VERIFICA A RIBALTAMENTO

Esercizio - EQU			
Comb	$M_{I\text{stab.}}$	$M_{I\text{rib.}}$	C.s. η
1	183018.80	-25600.01	7.15
2	218392.00	-29679.66	7.36
3	171073.90	-22605.61	7.57
4	206447.00	-26685.26	7.74
5	183018.80	-25600.01	7.15
6	218392.00	-29679.66	7.36
7	171073.90	-22605.61	7.57
8	206447.00	-26685.26	7.74
9	171073.90	-28109.38	6.09
10	206447.00	-32189.03	6.41
11	159179.10	-18544.30	8.58
12	194552.20	-22623.94	8.60
13	171073.90	-28109.38	6.09
14	206447.00	-32189.03	6.41
15	159179.10	-18544.30	8.58
16	194552.20	-22623.94	8.60
17	171073.90	-22605.61	7.57
18	206447.00	-26685.26	7.74
19	159179.10	-18544.30	8.58
20	194552.20	-22623.94	8.60
21	171073.90	-22605.61	7.57
22	206447.00	-26685.26	7.74
23	159179.10	-18544.30	8.58
24	194552.20	-22623.94	8.60
25	159179.10	-18544.30	8.58
26	194552.20	-22623.94	8.60

Sisma - EQU			
Comb	$M_{I\text{stab.}}$	$M_{I\text{rib.}}$	C.s. η
1	181928.90	-40112.50	4.54
2	166699.50	-40598.33	4.11
3	186310.70	-73130.17	2.55
4	171081.30	-73616.00	2.32
5	202358.20	-40098.09	5.05
6	151593.40	-41717.54	3.63

3.21. VERIFICA SLU PLATEA DI FONDAZIONE – UNGHIA ANTERIORE

Armatura corrente longitudinale

Diametro barre armatura inferiore	26	mm
Passo armatura inferiore	20	cm
Copriferro armatura inferiore	6	cm
Diametro barre armatura superiore	26	mm
Passo armatura superiore	10	cm
Copriferro armatura superiore	6	cm

Armatura corrente trasversale

Diametro barre armatura inferiore	24	mm
Passo armatura inferiore	20	cm
Copriferro armatura inferiore	6	cm
Diametro barre armatura superiore	24	mm
Passo armatura superiore	20	cm
Copriferro armatura superiore	6	cm

3.21.1. Pressoflessione

Diametro barre armatura inferiore aggiuntiva	0	mm
Passo armatura inferiore aggiuntiva	0	cm

	N	M	M_u	C.s. η
Esercizio	0.00	600.85	1440.45	2.40
Sisma	0.00	736.37	1440.45	1.96

3.22. VERIFICA SLU PLATEA DI FONDAZIONE – UNGHIA POSTERIORE

3.22.1. Pressoflessione incastro muro frontale

Diametro barre armatura inferiore aggiuntiva	0	mm
Passo armatura inferiore aggiuntiva	0	cm
Diametro barre armatura superiore aggiuntiva	0	mm
Passo armatura superiore aggiuntiva	0	cm

		N	M	M_u	C.s. η
Esercizio	M_{max}	0.00	393.52	1440.45	3.66
	M_{min}	0.00	-334.44	2873.56	8.59
Sisma	M_{max}	0.00	23.38	1440.45	61.62
	M_{min}	0.00	-2701.91	2873.56	1.06

3.22.2. Pressoflessione incastro muro risolto

Diametro barre armatura inferiore aggiuntiva	0	mm
Passo armatura inferiore aggiuntiva	0	cm
Diametro barre armatura superiore aggiuntiva	0	mm
Passo armatura superiore aggiuntiva	0	cm

		N	M	M_u	C.s. η
Esercizio	M_{max}	0.00	0.00	1228.41	+Infinito
	M_{min}	0.00	0.00	1228.41	+Infinito
Sisma	M_{max}	0.00	0.00	1228.41	+Infinito
	M_{min}	0.00	0.00	1228.41	+Infinito

3.22.3. Pressoflessione centro piastra ferri longitudinali

		N	M	M_u	C.s. η
Esercizio	M_{max}	0.00	253.82	1440.45	5.68
	M_{min}	0.00	-253.15	2873.56	11.35
Sisma	M_{max}	0.00	-48.25	2873.56	59.55
	M_{min}	0.00	-1979.01	2873.56	1.45

3.22.4. Pressoflessione centro piastra ferri trasversali

		N	M	M_u	C.s. η
Esercizio	M_{max}	0.00	0.00	1228.41	+Infinito
	M_{min}	0.00	0.00	1228.41	+Infinito
Sisma	M_{max}	0.00	0.00	1228.41	+Infinito
	M_{min}	0.00	0.00	1228.41	+Infinito

3.23. COMBINAZIONI SLE TENSIONALI AL BARICENTRO PLATEA DI FONDAZIONE

Combinazioni rare					
COMB.	N	H_l	H_t	M_l	M_t
1	35858.97	4620.73	1797.90	-3703.87	15534.10
2	34077.55	4183.93	1741.50	-2205.81	13698.57
3	35858.97	4620.73	1797.90	-3703.87	15534.10
4	34077.55	4183.93	1741.50	-2205.81	13698.57
5	34077.55	4638.43	1625.42	-6282.68	12338.15
6	32301.61	3892.73	1626.51	322.56	9388.16
7	34077.55	4638.43	1625.42	-6282.68	12338.15
8	32301.61	3892.73	1626.51	322.56	9388.16
9	34077.55	4183.93	1625.42	-2205.81	12338.15
10	32301.61	3892.73	1626.51	322.56	9388.16
11	34077.55	4183.93	1625.42	-2205.81	12338.15
12	32301.61	3892.73	1626.51	322.56	9388.16
13	32301.61	3892.73	1468.22	322.56	7335.19

Combinazioni quasi permanenti					
COMB.	N	H_l	H_t	M_l	M_t
1	32301.61	3892.73	1336.32	322.56	5987.11

3.24. PRESSIONI DI CONTATTO SLE TENSIONALI SUL TERRENO DI FONDAZIONE

Combinazioni rare		
COMB.	p_{max}	p_{min}
1	0.33	0.20
2	0.31	0.20
3	0.33	0.20
4	0.30	0.20
5	0.32	0.18
6	0.27	0.21
7	0.32	0.18
8	0.27	0.21
9	0.30	0.20
10	0.27	0.21
11	0.30	0.20
12	0.27	0.20
13	0.26	0.21

Combinazioni q. perm.		
COMB.	p_{max}	p_{min}
1	0.26	0.22

Sintesi		
	Rare	Q. perm.
p_{max}	0.33	0.26
p_{min}	0.18	0.22

3.26.4. Pressoflessione centro piastra ferri trasversali

		N	M	Cls		Acciaio	
Comb.	M _{max}	0.00	0.00	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	C.s. min η
rare	M _{min}	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	+Infinito
	M _{max}	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	+Infinito
perm.	M _{min}	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	+Infinito
	M _{max}	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	+Infinito

3.27. COMBINAZIONI SLE FESSURAZIONE AL BARICENTRO PALIFICATA

Combinazioni frequenti					
COMB.	N	H _l	H _t	M _l	M _t
1	34077.55	4183.93	1451.30	-2205.81	10297.52
2	34077.55	4183.93	1451.30	-2205.81	10297.52
3	32301.61	3892.73	1336.32	322.56	5987.11
4	32301.61	3892.73	1336.32	322.56	5987.11
5	32301.61	3892.73	1336.32	322.56	5987.11
6	32301.61	3892.73	1336.32	322.56	5987.11
7	32301.61	3892.73	1362.70	322.56	6256.73

Combinazioni quasi permanenti					
COMB.	N	H _l	H _t	M _l	M _t
1	32301.61	3892.73	1336.32	322.56	5987.11

3.28. PRESSIONI DI CONTATTO SLE FESSURAZIONE SUL TERRENO DI FONDAZIONE

Combinazioni frequenti		
COMB.	p _{max}	p _{min}
1	0.30	0.21
2	0.30	0.21
3	0.26	0.22
4	0.26	0.22
5	0.26	0.22
6	0.26	0.22
7	0.26	0.22

Combinazioni q. perm.		
COMB.	p _{max}	p _{min}
1	0.26	0.22

	Sintesi	
	Frequenti	Q.
p_{max}	0.30	0.26
p_{min}	0.21	0.22

3.29. VERIFICA SLE FESSURAZIONE PLATEA DI FONDAZIONE – UNGHIA ANTERIORE

Armatura corrente longitudinale

Diametro barre armatura inferiore	26	mm
Passo armatura inferiore	20	cm
Copriferro armatura inferiore	6	cm
Diametro barre armatura superiore	26	mm
Passo armatura superiore	10	cm
Copriferro armatura superiore	6	cm

Armatura corrente trasversale

Diametro barre armatura inferiore	24	mm
Passo armatura inferiore	20	cm
Copriferro armatura inferiore	6	cm
Diametro barre armatura superiore	24	mm
Passo armatura superiore	20	cm
Copriferro armatura superiore	6	cm

3.29.1. Fessurazione

Diametro barre armatura inferiore aggiuntiva	0	mm
Passo armatura inferiore aggiuntiva	0	cm

	N	M
Comb. frequenti	0.00	389.89
Comb. q. perm.	0.00	338.35

w_d	$w_{d,lim}$		Verificato
0.00	w3 =	0.40	Sì
0.00	w2 =	0.30	Sì

3.30. VERIFICA SLE FESSURAZIONE PLATEA DI FONDAZIONE – UNGHIA POSTERIORE

3.30.1. Fessurazione incastro muro frontale

Diametro barre armatura inferiore aggiuntiva	0	mm
Passo armatura inferiore aggiuntiva	0	cm
Diametro barre armatura superiore aggiuntiva	0	mm
Passo armatura superiore aggiuntiva	0	cm

		N	M				
Comb. frequenti	M_{max}	0.00	274.88	0.00	w3 =	0.40	Sì
	M_{min}	0.00	123.60				
Comb. q. perm.	M_{max}	0.00	264.21	0.00	w2 =	0.30	Sì
	M_{min}	0.00	264.21				

3.30.2. Fessurazione incastro muro risolto

Diametro barre armatura inferiore aggiuntiva	0	mm
Passo armatura inferiore aggiuntiva	0	cm
Diametro barre armatura superiore aggiuntiva	0	mm
Passo armatura superiore aggiuntiva	0	cm

		N	M				
Comb. frequenti	M_{max}	0.00	0.00	0.00	w3 =	0.40	Sì
	M_{min}	0.00	0.00				
Comb. q. perm.	M_{max}	0.00	0.00	0.00	w2 =	0.30	Sì
	M_{min}	0.00	0.00				

3.30.3. Fessurazione centro piastra ferri longitudinali

		N	M				
Comb. frequenti	M_{max}	0.00	-4.54	0.00	w3 =	0.40	Sì
	M_{min}	0.00	-38.00				
Comb. q. perm.	M_{max}	0.00	-4.54	0.00	w2 =	0.30	Sì
	M_{min}	0.00	-8.95				

3.30.4. Fessurazione centro piastra ferri trasversali

		N	M				
Comb. frequenti	M_{max}	0.00	0.00	0.00	w3 =	0.40	Sì
	M_{min}	0.00	0.00				
Comb. q. perm.	M_{max}	0.00	0.00	0.00	w2 =	0.30	Sì
	M_{min}	0.00	0.00				

3.31. VERIFICA SLU SPICCATO MURO FRONTALE

3.31.1. Pressoflessione

Diametro barre armatura controterra	24	mm
Passo armatura controterra	20	cm
Copriferro armatura controterra	6	cm
Diametro barre armatura fuori terra	20	mm
Passo armatura fuori terra	20	cm
Copriferro armatura fuori terra	6	cm

Esercizio				
COMB.	N	M _I	M _u	C.s. η
1	989.54	-1114.29	2591.25	2.33
2	1268.94	-1373.57	2841.56	2.07
3	910.06	-911.19	2519.38	2.76
4	1189.46	-1170.48	2770.73	2.37
5	989.54	-1114.29	2591.25	2.33
6	1268.94	-1373.57	2841.56	2.07
7	910.06	-911.19	2519.38	2.76
8	1189.46	-1170.48	2770.73	2.37
9	910.06	-1250.45	2519.38	2.01
10	1189.46	-1509.74	2770.73	1.84
11	798.28	-752.28	2417.80	3.21
12	1077.68	-1011.56	2670.60	2.64
13	910.06	-1250.45	2519.38	2.01
14	1189.46	-1509.74	2770.73	1.84
15	798.28	-752.28	2417.80	3.21
16	1077.68	-1011.56	2670.60	2.64
17	910.06	-911.19	2519.38	2.76
18	1189.46	-1170.48	2770.73	2.37
19	798.28	-752.28	2417.80	3.21
20	1077.68	-1011.56	2670.60	2.64
21	910.06	-911.19	2519.38	2.76
22	1189.46	-1170.48	2770.73	2.37
23	798.28	-752.28	2417.80	3.21
24	1077.68	-1011.56	2670.60	2.64
25	798.28	-752.28	2417.80	3.21
26	1077.68	-1011.56	2670.60	2.64

Sisma				
COMB.	N	M _I	M _u	C.s. η
1	843.84	-1306.71	2459.28	1.88
2	772.24	-1182.69	2394.04	2.02
3	862.83	-1704.58	2476.52	1.45
4	791.23	-1580.56	2411.37	1.53
5	931.15	-1267.24	2538.48	2.00
6	692.49	-853.85	2321.09	2.72

3.31.2. Taglio

Diametro staffe	0	mm
Numero braccia staffe	0	
Passo staffe	0	cm

Esercizio			V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	C.s. η
COMB.	N	V				
1	989.54	279.66	667.03	0.00	0.00	2.39
2	1268.94	355.10	707.69	0.00	0.00	1.99
3	910.06	242.11	655.47	0.00	0.00	2.71
4	1189.46	317.54	696.12	0.00	0.00	2.19
5	989.54	279.66	667.03	0.00	0.00	2.39
6	1268.94	355.10	707.69	0.00	0.00	1.99
7	910.06	242.11	655.47	0.00	0.00	2.71
8	1189.46	317.54	696.12	0.00	0.00	2.19
9	910.06	287.52	655.47	0.00	0.00	2.28
10	1189.46	362.96	696.12	0.00	0.00	1.92
11	798.28	217.07	639.21	0.00	0.00	2.94
12	1077.68	292.51	679.86	0.00	0.00	2.32
13	910.06	287.52	655.47	0.00	0.00	2.28
14	1189.46	362.96	696.12	0.00	0.00	1.92
15	798.28	217.07	639.21	0.00	0.00	2.94
16	1077.68	292.51	679.86	0.00	0.00	2.32
17	910.06	242.11	655.47	0.00	0.00	2.71
18	1189.46	317.54	696.12	0.00	0.00	2.19
19	798.28	217.07	639.21	0.00	0.00	2.94
20	1077.68	292.51	679.86	0.00	0.00	2.32
21	910.06	242.11	655.47	0.00	0.00	2.71
22	1189.46	317.54	696.12	0.00	0.00	2.19
23	798.28	217.07	639.21	0.00	0.00	2.94
24	1077.68	292.51	679.86	0.00	0.00	2.32
25	798.28	217.07	639.21	0.00	0.00	2.94
26	1077.68	292.51	679.86	0.00	0.00	2.32

Sisma			V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	C.s. η
COMB.	N	V				
1	843.84	304.75	645.83	0.00	0.00	2.12
2	772.24	297.24	635.42	0.00	0.00	2.14
3	862.83	417.02	648.60	0.00	0.00	1.56
4	791.23	409.50	638.18	0.00	0.00	1.56
5	931.15	293.41	658.54	0.00	0.00	2.24
6	692.49	268.36	623.81	0.00	0.00	2.32

3.32. VERIFICA SLU SPICCATO MURO PARAGHIAIA

3.32.1. Pressoflessione

Diametro barre armatura controterra	20	mm
Passo armatura controterra	20	cm
Copriferro armatura controterra	5	cm
Diametro barre armatura fuori terra	16	mm
Passo armatura fuori terra	20	cm
Copriferro armatura fuori terra	5	cm

Esercizio		
COMB.	N	M _I
1	102.81	-199.51
2	117.82	-204.40

M _u	C.s. η
279.89	1.40
282.89	1.38

Sisma		
COMB.	N	M _I
1	48.16	-40.86
2	38.77	-38.48

M _u	C.s. η
268.96	6.58
267.08	6.94

3.32.2. Taglio

Diametro staffe	0	mm
Numero braccia staffe	0	
Passo staffe	0	cm

Esercizio		
COMB.	N	V
1	7.61	6.97
2	8.72	7.40

V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	C.s. η
219.25	0.00	0.00	31.44
219.40	0.00	0.00	29.64

Sisma		
COMB.	N	V
1	3.56	2.66
2	2.87	2.46

V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	C.s. η
218.70	0.00	0.00	82.16
218.61	0.00	0.00	88.87

3.33. VERIFICA SLE TENSIONALI SPICCATO MURO FRONTALE

Tensione ammissibile cls

 comb. rare 17.43
 comb. q. perm. 13.07

Tensione ammissibile acciaio 360.00

3.33.1. Pressoflessione

 Diametro barre armatura controterra 24 mm
 Passo armatura controterra 20 cm
 Copriferro armatura controterra 6 cm
 Diametro barre armatura fuori terra 20 mm
 Passo armatura fuori terra 20 cm
 Copriferro armatura fuori terra 6 cm

Comb. rare		
COMB.	N	M _I
1	939.95	-1018.52
2	881.08	-868.08
3	939.95	-1018.52
4	881.08	-868.08
5	881.08	-1119.39
6	798.28	-750.37
7	881.08	-1119.39
8	798.28	-750.37
9	881.08	-868.08
10	798.28	-750.37
11	881.08	-868.08
12	798.28	-750.37
13	798.28	-750.37

Cls		Acciaio	C.s. min η
σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	
2.93	0.00	75.59	4.76
2.43	0.00	54.17	6.65
2.93	0.00	75.59	4.76
2.43	0.00	54.17	6.65
3.34	0.00	105.15	3.42
2.07	0.00	42.55	8.41
3.34	0.00	105.15	3.42
2.07	0.00	42.55	8.41
2.43	0.00	54.17	6.65
2.07	0.00	42.55	8.41
2.43	0.00	54.17	6.65
2.07	0.00	42.55	8.41
2.07	0.00	42.55	8.41

Comb. quasi permanenti		
COMB.	N	M _I
1	798.28	-750.37

Cls		Acciaio	C.s. min η
σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	
2.07	0.00	42.55	8.41

3.34. VERIFICA SLE TENSIONALI SPICCATO MURO PARAGHIAIA

Tensione ammissibile cls

 comb. rare 17.43
 comb. q. perm. 13.07

Tensione ammissibile acciaio 360.00

3.34.1. Pressoflessione

Diametro barre armatura controterra	20	mm
Passo armatura controterra	20	cm
Copriferro armatura controterra	5	cm
Diametro barre armatura fuori terra	16	mm
Passo armatura fuori terra	20	cm
Copriferro armatura fuori terra	5	cm

Comb. rare		
COMB.	N	M _I
1	87.27	-151.41

Cls		Acciaio	C.s. min η
σ_{\max}	σ_{\min}	σ_{\max}	
5.63	0.00	209.20	1.72

Comb. quasi permanenti		
COMB.	N	M _I
1	42.88	-13.97

Cls		Acciaio	C.s. min η
σ_{\max}	σ_{\min}	σ_{\max}	
0.53	0.00	9.96	33.04

3.35. VERIFICA SLE FESSURAZIONE SPICCATO MURO FRONTALE

3.35.1. Fessurazione

Diametro barre armatura controterra	24	mm
Passo armatura controterra	20	cm
Copriferro armatura controterra	6	cm
Diametro barre armatura fuori terra	20	mm
Passo armatura fuori terra	20	cm
Copriferro armatura fuori terra	6	cm

Comb. frequenti		
COMB.	N	M _I
1	881.08	-868.08
2	881.08	-868.08
3	798.28	-750.37
4	798.28	-750.37
5	798.28	-750.37
6	798.28	-750.37
7	798.28	-750.37

w _d	w _{d,lim}		Verificato
0.00	w3 =	0.40	Si
0.00	w3 =	0.40	Si
0.00	w3 =	0.40	Si
0.00	w3 =	0.40	Si
0.00	w3 =	0.40	Si
0.00	w3 =	0.40	Si
0.00	w3 =	0.40	Si

Comb. quasi permanenti		
COMB.	N	M _I
1	783.48	-743.57

w _d	w _{d,lim}		Verificato
0.00	w3 =	0.40	Si

3.36. VERIFICA SLE FESSURAZIONE SPICCATO MURO PARAGHIAIA

3.36.1. Fessurazione

Diametro barre armatura controterra	20	mm
Passo armatura controterra	20	cm
Copriferro armatura controterra	5	cm
Diametro barre armatura fuori terra	16	mm
Passo armatura fuori terra	20	cm
Copriferro armatura fuori terra	5	cm

Comb. frequenti		
COMB.	N	M _I
1	74.24	-111.11

w _d	w _{d,lim}		Verificato
0.00	w3 =	0.40	Si

Comb. quasi permanenti		
COMB.	N	M _I
1	74.24	-111.11

w _d	w _{d,lim}		Verificato
0.00	w3 =	0.40	Si

3.37. VERIFICA SLU MURO RISVOLTO – INCASTRO CON ZATTERA

3.37.1. Pressoflessione

Diametro barre armatura controterra	20	mm
Passo armatura controterra	10	cm
Copriferro armatura controterra	5	cm
Diametro barre armatura fuori terra	16	mm
Passo armatura fuori terra	20	cm
Copriferro armatura fuori terra	5	cm

	N	M
Esercizio	183.83	576.78
Sisma	192.33	576.39
	175.32	531.28

M _u	C.s. η
1276.58	2.21
1280.51	2.22
1272.64	2.40

3.37.2. Taglio

Diametro staffe	0	mm
Numero braccia staffe	0	
Passo staffe	0	cm

	N	V
Esercizio	183.83	407.60
Sisma	192.33	400.88
	175.32	374.27

V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	C.s. η
426.42	0.00	0.00	1.05
427.63	0.00	0.00	1.07
425.20	0.00	0.00	1.14

3.38. VERIFICA SLU MURO RISVOLTO – INCASTRO CON MURO FRONTALE

3.38.1. Pressoflessione

Diametro barre armatura controterra	24	mm
Passo armatura controterra	20	cm
Copriferro armatura controterra	5	cm
Diametro barre armatura fuori terra	16	mm
Passo armatura fuori terra	20	cm
Copriferro armatura fuori terra	5	cm

	N	M
Esercizio	0	357.18
Sisma	0	373.40
	0	332.00

M _u	C.s. η
486.52	1.36
486.52	1.30
486.52	1.47

3.39. VERIFICA SLE TENSIONALI MURO RISVOLTO – INCASTRO CON ZATTERA

Tensione ammissibile cls	comb. rare	17.43
	comb. q.	13.07

Tensione ammissibile acciaio 360.00

3.39.1. Pressoflessione

Diametro barre armatura controterra	20	mm
Passo armatura controterra	10	cm
Copriferro armatura controterra	5	cm
Diametro barre armatura fuori terra	16	mm
Passo armatura fuori terra	20	cm
Copriferro armatura fuori terra	5	cm

	N	M
Comb.	1139.74	427.25
Comb. q.	1139.74	348.69

Cls	Acciaio		C.s. min η
σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	
1.16	0.00	51.42	7.00
1.11	0.00	48.19	7.47

3.40. VERIFICA SLE TENSIONALI MURO RISVOLTO – INCASTRO CON MURO FRONTALE

Tensione ammissibile cls

comb. rare 17.43

comb. q. 13.07

Tensione ammissibile acciaio 360.00

3.40.1. Pressoflessione

Diametro barre armatura controterra	24	mm
Passo armatura controterra	20	cm
Copriferro armatura controterra	5	cm
Diametro barre armatura fuori terra	16	mm
Passo armatura fuori terra	20	cm
Copriferro armatura fuori terra	5	cm

	N	M
Comb.	0	264.58
Comb. q.	0	204.76

Cls	Acciaio		C.s. min η
σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	
5.52	0.00	220.22	1.63
4.27	0.00	170.43	2.11

3.41. VERIFICA SLE FESSURAZIONE MURO RISVOLTO – INCASTRO CON ZATTERA

3.41.1. Fessurazione

Diametro barre armatura controterra	20	mm
Passo armatura controterra	10	cm
Copriferro armatura controterra	5	cm
Diametro barre armatura fuori terra	16	mm
Passo armatura fuori terra	20	cm
Copriferro armatura fuori terra	5	cm

	N	M
Comb. frequenti	1139.74	380.11
Comb. q. perm.	1139.74	348.69

w_d	$w_{d,lim}$		Verificato
0.00	w3 =	0.40	Si
0.00	w2 =	0.30	Si

3.42. VERIFICA SLE FESSURAZIONE MURO RISVOLTO – INCASTRO CON MURO FRONTALE

3.42.1. Fessurazione

Diametro barre armatura controterra	24	mm
Passo armatura controterra	20	cm
Copriferro armatura controterra	5	cm
Diametro barre armatura fuori terra	16	mm
Passo armatura fuori terra	20	cm
Copriferro armatura fuori terra	5	cm

	N	M
Comb. frequenti	0	264.58
Comb. q. perm.	0	204.76

w_d	$w_{d,lim}$		Verificato
0.00	w3 =	0.40	Si
0.00	w2 =	0.30	Si

3.43. VERIFICA ARMATURA BAGGIOLI

La verifica è condotta con lo schema di biella compressa – tirante, considerando la massima azione tagliante tra quelle riportate nelle combinazioni seguenti:

SOLLECITAZIONI GLOBALI COMBinate SU SINGOLO BAGGIOLO					
Combinazione	Azione Variabile Principale	Nmax	Nmin	HI	Ht
COMB SLU STR (A1) 1	Gruppo 1 Max N - (Vento carico)	3797	1256	4	34
COMB SLU STR (A1) 2	Gruppo 1 Max Mt - (Vento carico)	3772	1062	4	34
COMB SLU STR (A1) 3	Gruppo 2a Max N - (Vento carico)	3380	1262	106	34
COMB SLU STR (A1) 4	Gruppo 2a Max Mt - (Vento carico)	3361	1116	106	34
COMB SLU STR (A1) 5	Gruppo 2b Max N - (Vento carico)	3380	1262	4	34
COMB SLU STR (A1) 6	Gruppo 2b Max Mt - (Vento carico)	3361	1116	4	34
COMB SLU STR (A1) 7	Vento scarico	2108	1278	4	25
COMB SLU STR (A1) 8	Vento carico - (Gruppo 1 Max N)	3401	1262	4	57
COMB SLU STR (A1) 9	Vento carico - (Gruppo 1 Max Mt)	3382	1116	4	57
COMB SLU STR (A1) 10	Att. Vinc. e Var. Term. - (Vento scarico)	2151	1230	6	15
COMB SLU STR (A1) 11	Att. Vinc. e Var. Term. - (Vento carico+Gr.1 max N)	3428	1214	6	34
COMB SLU STR (A1) 12	Att. Vinc. e Var. Term. - (Vento carico+Gr.1 max Mt)	3409	1068	6	34
COMB SLU GEO (A2) 13	Gruppo 1 Max N - (Vento carico)	3009	921	3	29
COMB SLU GEO (A2) 14	Gruppo 1 Max Mt - (Vento carico)	2988	756	3	29
COMB SLU GEO (A2) 15	Gruppo 2a Max N - (Vento carico)	2653	926	90	29
COMB SLU GEO (A2) 16	Gruppo 2a Max Mt - (Vento carico)	2637	802	90	29
COMB SLU GEO (A2) 17	Gruppo 2b Max N - (Vento carico)	2653	926	3	29
COMB SLU GEO (A2) 18	Gruppo 2b Max Mt - (Vento carico)	2637	802	3	29
COMB SLU GEO (A2) 19	Vento scarico	1569	940	3	22
COMB SLU GEO (A2) 20	Vento carico - (Gruppo 1 Max N)	2671	926	3	49
COMB SLU GEO (A2) 21	Vento carico - (Gruppo 1 Max Mt)	2655	802	3	49
COMB SLU GEO (A2) 22	Att. Vinc. e Var. Term. - (Vento scarico)	1605	900	5	13
COMB SLU GEO (A2) 23	Att. Vinc. e Var. Term. - (Vento carico+Gr.1 max N)	2693	886	5	29
COMB SLU GEO (A2) 24	Att. Vinc. e Var. Term. - (Vento carico+Gr.1 max Mt)	2677	762	5	29
COMB SLE RARA 25	Gruppo 1 Max N - (Vento carico)	2817	924	3	23
COMB SLE RARA 26	Gruppo 1 Max Mt - (Vento carico)	2799	780	3	23
COMB SLE RARA 27	Gruppo 2a Max N - (Vento carico)	2508	928	79	23
COMB SLE RARA 28	Gruppo 2a Max Mt - (Vento carico)	2494	820	79	23
COMB SLE RARA 29	Gruppo 2b Max N - (Vento carico)	2508	928	3	23
COMB SLE RARA 30	Gruppo 2b Max Mt - (Vento carico)	2494	820	3	23
COMB SLE RARA 31	Vento scarico	1567	940	3	17
COMB SLE RARA 32	Vento carico - (Gruppo 1 Max N)	2522	928	3	38
COMB SLE RARA 33	Vento carico - (Gruppo 1 Max Mt)	2508	820	3	38
COMB SLE RARA 34	Att. Vinc. e Var. Term. - (Vento scarico)	1604	900	5	10
COMB SLE RARA 35	Att. Vinc. e Var. Term. - (Vento carico+Gr.1 max N)	2548	888	5	23
COMB SLE RARA 36	Att. Vinc. e Var. Term. - (Vento carico+Gr.1 max Mt)	2534	780	5	23
COMB SLE FREQUENTE 37	Gruppo 1 Max N	2477	938	3	0
COMB SLE FREQUENTE 38	Gruppo 1 Max Mt	2463	830	3	0
COMB SLE FREQUENTE 39	Vento scarico	1551	950	3	3
COMB SLE FREQUENTE 40	Att. Vinc. e Var. Term.	1560	940	3	0
COMB SLE QUASI PERM 41		1550	950	3	0
COMB SISMICA 42	(SISMA X preponderante SISMA Z+)	1622	1022	123	36
COMB SISMICA 43	(SISMA X preponderante SISMA Z-)	1478	878	123	36
COMB SISMICA 44	(SISMA Y preponderante SISMA Z+)	1622	1022	39	120
COMB SISMICA 45	(SISMA Y preponderante SISMA Z-)	1478	878	39	120
COMB SISMICA 46	(SISMA Z+ preponderante)	1790	1190	39	36
COMB SISMICA 47	(SISMA Z- preponderante)	1310	710	39	36

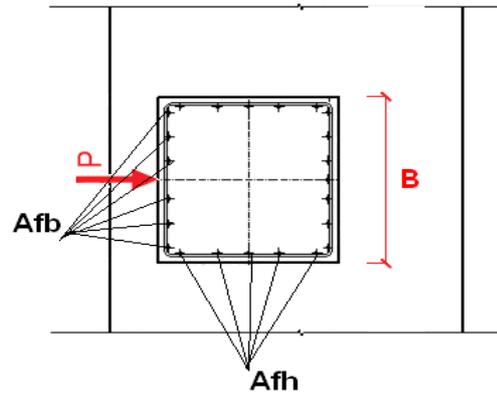
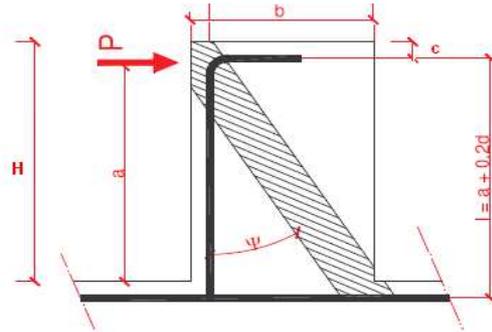
Cavalcavia Via Venezia – Relazione di calcolo spalle

Classe di resistenza	C	C32/40	
Resistenza cubica a compressione	Rck	40	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	f _{ctk}	2.2	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	f _{cd}	18.8	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	f _{ctd}	1.45	MPa
Modulo di elasticità	E _c	33 643	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f _{ck}	33	MPa
Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo	γ _c	1.50	

ACCIAIO

Acciaio per cemento armato normale:

	Acciaio B 450 C
Resistenza caratteristica di rottura acciaio	f _{tk} 540 MPa
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	f _{yk} 450 MPa
Resistenza di calcolo acciaio	f _{yd} 391 MPa
Coefficiente parziale di sicurezza acciaio	γ _s 1.15
Modulo elastico caratteristico acciaio	E _s 206 000 MPa



ARMATURA VERTICALE			
	φ mm	n	Area mm ²
A _{nb}	16	6	1 206
A _{nh}			-

P	123	KN
H	0.36	m
b	0.8	m
B	0.8	
c	0.04	m
d	0.76	m
a	0.36	m
l	0.51	m

(il Taglio si considera agente in testa alla mensola)

λ	0.75	
N _c	153.6421726	KN
N _t	53.18	KN
P _{c,Rd} (KN)	1831.45	VERIFICATO
P _{t,Rd} (KN)	630.64	VERIFICATO

Azione nella biella compressa

Azione nel tirante

Resistenza della biella compressa:

$$P_{c,Rd} = 0.2 \cdot c_f \cdot b \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{\sqrt{1+\lambda^2}} \geq P$$

Resistenza dell'armatura tesa:

$$P_{t,Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot \frac{1}{\lambda} \geq P$$

4. VERIFICA ISOLATORI E GIUNTI

4.1. ISOLATORI

Per la verifica sismica degli apparecchi di isolamento delle strutture si prende in considerazione lo stato limite ultimo di collasso (SLC) con i seguenti parametri sismici di riferimento.

Spettro di risposta orizzontale SLC
 (per la verifica degli isolatori)

Spettro orizzontale SLC			
a_g/g	0.296	S	1.119
F_0	2.375	η	0.707
T_c^*	0.311	T_B	0.144
S_s	1.119	T_C	0.432
C_c	1.390	T_D	2.783
S_t	1.000		
q	1.414	$\xi =$	15.00

	$n_{i,spalla}$	3	(Numero di isolatori sulla spalla)
	F su singolo isolatore	1500 kN	(Forza sul singolo isolatorie)
	Δ	139 mm	(Tipologia isolatore)
	$K_{isol,orizz}$	0.934 kN/mm	(Rigidezza orizzontale isolatore)
	n_{tot}	6	(Numero di isolatori sotto impalcato collegati)
	K_{tot}	5.604 kN/mm	(Rigidezza tot. Sistema isolamento)
	mtot	0.775 kNs ² /mm	(Massa tot. impalcato)
	T	2.336	(Periodo proprio tot. impalcato)
	$T_c < T < T_d$		
	$S_{e,orizz}(T)$	0.103 g	
SLC - Isolatori	H_{sis}	390 kN	(Forza sismica orizzontale sulla spalla)
	$H_{sis, app}$	130 kN	(Forza sismica singolo isolatore)
	$S_{e,v}(T)$	0.000 g	
	V_{sis}	0 kN	(Forza sismica verticale sulla spalla)
	$V_{sis, app}$	0 kN	(Forza sismica verticale singolo appoggio)
	Δ_{prog}	139 mm	(Spostamento max isolatore da progetto)
	Δ_{isol}	200 mm	(Spostamento max isolatore da catalogo)
	Spostamento garantito		

4.2. GIUNTI DI DILATAZIONE

Il calcolo degli spostamenti, dovuti alla dilatazione termica in corrispondenza del collegamento con la spalla, è stato effettuato in base a quanto previsto nel Par. 3.5.7 e nel Par. 11.2.10.6 delle Norme Tecniche delle costruzioni - D.M. 14 Gennaio 2008; lo spostamento sismico è stato valutato al punto precedente.

Lo spostamento totale da utilizzare al fine del dimensionamento del giunto di dilatazione è ottenuto seguendo la formulazione prevista da EC8, per un sisma corrispondente allo stato limite di danno, di seguito descritta:

$$\Delta_{\text{tot}} = 0,4 \cdot \Delta_{\text{sisma}} + 0,5 \cdot \Delta_{\text{dil.term.}}$$

dove Δ_{sisma} è lo spostamento dovuto al sisma e $\Delta_{\text{dil.term}}$ è lo spostamento dovuto alla dilatazione termica.

In condizioni di esercizio si sono considerati i massimi spostamenti nella combinazione rara, nella quale lo spostamento dovuto alla dilatazione termica è stato moltiplicato per il coefficiente $\psi=0.6$.

Combinazioni	Δ long rara (mm)	Δ trasv rara (mm)	Δ termico (mm)	Δ long sisma (mm)	Δ trasv sisma (mm)	Δ long tot (mm)	Δ trasv tot
Esercizio Rara	133	70	5.52	-	-	138.52	138.52
Sismica	-	-	5.52	139	139	58.36	58.36

	Escursione giunto (mm)
Longitudinale	280
Trasversale	160