



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
<p>SPV srl Via Inverio, 24/A 10146 Torino</p>	<p style="font-size: small;">Società di progetto ai sensi dell'art. 156 D.LGS 163/06 subentrato all'ATI</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="text-align: center;"> <small>SJS Scpa Via Inverio, 24/A 10146 Torino</small> </div> <div style="text-align: center;"> <small>SACYR S.A.</small> </div> <div style="text-align: center;"> <small>INC S.p.A.</small> </div> <div style="text-align: center;"> <small>SPAL S.p.A.</small> </div> <div style="text-align: center;"> <small>INFRASTRUCTURAS S.A. Paseo de la Castellana, 83-85 28046 Madrid</small> </div> </div>	<div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: center;"> </div> <p>Ingegneria Grandi Opere S.r.l. Via Inverio, 24/A 10146 - Torino</p>
<p style="text-align: center;">RESPONSABILE PROGETTAZIONE</p> <p>ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI CUNEO 1211 <i>Dott. Ing. Claudio Dogliani</i></p>	<p style="text-align: center;">RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE</p>	<p style="text-align: center;">SUPPORTO ALLA PROGETTAZIONE DELL'INFRASTRUTTURA E DELLE OPERE CIVILI</p>
<p style="text-align: center;">COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</p>	<p style="text-align: center;">GEOLOGO</p>	

N. Progr. _____ Cartella N. _____	<h2 style="margin: 0;">PROGETTO DEFINITIVO</h2> <p style="font-size: small; margin: 0;">(C.U.P. H51B03000050009)</p>	LOTTO 2 - TRATTA "B" dal Km. 29+300 al Km 38+700
--------------------------------------	----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-----------------------------------------------------

TITOLO ELABORATO: PROGETTO DELL'INFRASTRUTTURA

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI (Strutture)

PONTE LAVERDA COMPLANARE

Relazione di calcolo spalle

P V D S R V S P O 2 B 0 0 9 - 0 0 1 0 0 0 3 R A 0

SCALA: -

REV.	DESCRIZIONE	REDATTO	DATA	VERIFICATO	DATA	APPROVATO	DATA
0	PRIMA EMISSIONE	SICS	20/02/2012	IGO	24/02/2012	SIS	29/02/2012

<p>IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:</p> <p style="text-align: center;">Ing. Giuseppe FASIOLO</p>	<p>IL COMMISSARIO:</p> <p style="text-align: center;">Ing. Silvano VERNIZZI</p>	<p><input type="checkbox"/> VALIDAZIONE:</p> <p>PROTOCOLLO : _____</p> <p>DEL: _____</p>
----------------------------------------------------------------------------------------------------------	----------------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------------------

**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 MAGGIORI
VIADOTTI E PONTI
PONTE LAVERDA COMPLANARE
RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

INDICE

1	DESCRIZIONE DELLE OPERE.....	6
1.1	Le opere progettate	6
1.2	Strategia di protezione sismica.....	6
1.3	Normative di riferimento.....	7
1.4	Durabilità e prescrizioni dei materiali	7
1.4.1	Classi di esposizione ambientale.....	7
1.4.2	Copriferro minimo e copriferro nominale.....	10
1.4.3	Caratteristiche dei costituenti il calcestruzzo.....	11
1.4.4	Caratteristiche delle miscele.....	11
1.5	Caratteristiche Geotecniche dei terreni	12
2	SCHEMATIZZAZIONE DELLE AZIONI	13
2.1	Carichi sugli impalcati.....	13
2.1.1	Peso proprio struttura (g1) e carichi permanenti (g2)	13
2.1.2	Carichi mobili (q1).....	13
2.1.3	Incremento dinamico (q2).....	14
2.1.4	Azione longitudinale di frenamento (q3).....	14
2.1.5	Azione del vento (q5).....	14
2.1.6	Azione del sisma (q6)	14
2.1.7	Resistenze passive dei vincoli (q7).....	14
2.2	Dati sismici.....	14
2.3	Combinazioni di carico	15
3	IL MODELLO DI CALCOLO	18
3.1	Schematizzazione delle azioni agenti globalmente sulla spalla	18
3.1.1	Azioni statiche	18
3.1.2	Azioni sismiche	18
3.2	Schematizzazione delle azioni agenti sugli elementi strutturali della spalla	18
3.2.1	Azioni statiche	18
3.2.2	Azioni sismiche	18
3.3	Spinta del terreno.....	19
3.3.1	Spinta statica.....	19
3.3.2	Sovraspinta sismica	20
3.4	Combinazione delle azioni.....	21
3.4.1	Stati limite ultimi.....	21
3.5	Verifiche globali della spalla.....	24
3.5.1	Calcolo delle sollecitazioni in testa pali.....	24
3.6	Verifiche degli elementi strutturali della spalla.....	25
3.6.1	Pali.....	25
3.6.2	Unghia anteriore platea fondazione.....	25
3.6.3	Unghia posteriore platea fondazione.....	25
3.6.4	Muro frontale	26
3.6.5	Muro paraghiaia.....	26

Ponte Laverda Complanare – Relazione di calcolo spalle

3.6.6	<i>Muro risolto</i>	26
3.7	Sistema di riferimento.....	28
3.8	Unità misura.....	29
3.9	Materiali.....	29
3.9.1	<i>Calcestruzzo</i>	29
3.9.2	<i>Acciaio</i>	29
3.9.3	<i>Terreno</i>	29
3.10	Geometria impalcato	29
3.11	Geometria spalla.....	29
3.11.1	<i>Muro frontale</i>	29
3.11.2	<i>Muro paraghiaia</i>	29
3.11.3	<i>Muri risolto</i>	30
3.11.4	<i>Platea di fondazione</i>	30
3.11.5	<i>Palificata</i>	30
3.12	Permanenti.....	31
3.13	Carichi mobili	31
3.14	Forza centrifuga	31
3.15	Frenamento.....	31
3.16	Resistenza parassita dei vincoli – isolatori in gomma armata.....	31
3.17	Azioni caratteristiche spalla.....	32
3.17.1	<i>Vento</i>	32
3.17.2	<i>Sovraccarico accidentale sul terreno</i>	32
3.17.3	<i>Terreno di riempimento</i>	32
3.17.4	<i>Azioni sismiche impalcato</i>	32
3.17.4.1	<i>Analisi modale</i>	32
3.17.5	<i>Azioni sismiche terreno</i>	32
3.17.6	<i>Coefficienti sismici</i>	33
3.17.7	<i>Coefficienti di spinta attiva</i>	33
3.17.8	<i>Coefficienti di spinta attiva in sisma – analisi modale</i>	33
3.17.8.1	<i>Sisma orizzontale</i>	33
3.17.8.2	<i>Sisma verticale</i>	33
3.17.9	<i>Azioni caratteristiche impalcato</i>	34
3.17.9.1	<i>Baricentro zattera</i>	34
3.17.9.2	<i>Baricentro spiccato muro frontale</i>	34
3.17.10	<i>Azioni caratteristiche peso proprio</i>	35
3.17.10.1	<i>Baricentro zattera</i>	35
3.17.10.2	<i>Baricentro spiccato muro frontale</i>	35
3.17.10.3	<i>Baricentro spiccato muro paraghiaia</i>	35
3.17.10.4	<i>Baricentro spiccato muro risolto</i>	35
3.17.11	<i>Azioni caratteristiche terreno</i>	36
3.17.11.1	<i>Baricentro zattera</i>	36
3.17.11.2	<i>Baricentro spiccato muro frontale</i>	36

3.17.11.3	<i>Baricentro spiccato muro paraghiaia</i>	36
3.17.11.4	<i>Baricentro spiccato muro risolto</i>	36
3.17.12	<i>Azioni sisma modale impalcato</i>	37
3.17.12.1	<i>Baricentro zattera</i>	37
3.17.12.2	<i>Baricentro spiccato muro frontale</i>	37
3.17.13	<i>Azioni sisma peso proprio</i>	38
3.17.13.1	<i>Baricentro zattera</i>	38
3.17.13.2	<i>Baricentro spiccato muro frontale</i>	38
3.17.13.3	<i>Baricentro spiccato muro paraghiaia</i>	38
3.17.13.4	<i>Baricentro spiccato muro risolto</i>	38
3.17.14	<i>Azioni sisma modale terreno</i>	39
3.17.14.1	<i>Baricentro zattera</i>	39
3.17.14.2	<i>Baricentro spiccato muro frontale</i>	39
3.17.14.3	<i>Baricentro spiccato muro paraghiaia</i>	39
3.17.14.4	<i>Baricentro spiccato muro risolto</i>	39
3.18	Combinazioni SLU al baricentro palificata	40
3.19	Sollecitazioni SLU sui pali di fondazione	42
3.20	Verifica SLU palo	44
3.20.1	<i>Pressoflessione</i>	44
3.20.2	<i>Taglio</i>	44
3.21	Verifica SLU platea di fondazione – unghia anteriore	45
3.21.1	<i>Pressoflessione</i>	45
3.21.2	<i>Taglio</i>	45
3.21.3	<i>Punzonamento</i>	45
3.22	Verifica SLU platea di fondazione – unghia posteriore	46
3.22.1	<i>Pressoflessione incastro muro frontale</i>	46
3.22.2	<i>Pressoflessione incastro muro risolto</i>	46
3.22.3	<i>Pressoflessione centro piastra ferri longitudinali</i>	46
3.22.4	<i>Pressoflessione centro piastra ferri trasversali</i>	46
3.22.5	<i>Punzonamento</i>	46
3.23	Combinazioni SLE tensionali al baricentro palificata	47
3.24	Sollecitazioni SLE tensionali sui pali di fondazione	48
3.25	Verifica SLE tensionale palo	49
3.25.1	<i>Pressoflessione</i>	49
3.26	Verifica SLE tensionali platea di fondazione – unghia anteriore.....	50
3.26.1	<i>Pressoflessione</i>	50
3.27	Verifica SLE tensionali platea di fondazione – unghia posteriore.....	51
3.27.1	<i>Pressoflessione incastro muro frontale</i>	51
3.27.2	<i>Pressoflessione incastro muro risolto</i>	51
3.27.3	<i>Pressoflessione centro piastra ferri longitudinali</i>	51
3.27.4	<i>Pressoflessione centro piastra ferri trasversali</i>	51
3.28	Combinazioni SLE fessurazione al baricentro palificata	52
3.29	Sollecitazioni SLE fessurazione sui pali di fondazione	52

Ponte Laverda Complanare – Relazione di calcolo spalle

3.30	Verifica SLE fessurazione palo	53
3.30.1	<i>Fessurazione</i>	53
3.31	Verifica SLE fessurazione platea di fondazione – unghia anteriore.....	54
3.31.1	<i>Fessurazione</i>	54
3.32	Verifica SLE fessurazione platea di fondazione – unghia posteriore.....	55
3.32.1	<i>Fessurazione incastro muro frontale</i>	55
3.32.2	<i>Fessurazione incastro muro risolto</i>	55
3.32.3	<i>Fessurazione centro piastra ferri longitudinali</i>	55
3.32.4	<i>Fessurazione centro piastra ferri trasversali</i>	55
3.33	Verifica SLU spiccato muro frontale.....	56
3.33.1	<i>Pressoflessione</i>	56
3.33.2	<i>Taglio</i>	57
3.34	Verifica SLU spiccato muro paraghiaia	58
3.34.1	<i>Pressoflessione</i>	58
3.34.2	<i>Taglio</i>	58
3.35	Verifica SLE tensionali spiccato muro frontale	59
3.35.1	<i>Pressoflessione</i>	59
3.36	Verifica SLE tensionali spiccato muro paraghiaia.....	60
3.36.1	<i>Pressoflessione</i>	60
3.37	Verifica SLE fessurazione spiccato muro frontale	61
3.37.1	<i>Fessurazione</i>	61
3.38	Verifica SLE fessurazione spiccato muro paraghiaia	62
3.38.1	<i>Fessurazione</i>	62
3.39	Verifica SLU muro risolto – incastro con zattera	63
3.39.1	<i>Pressoflessione</i>	63
3.39.2	<i>Taglio</i>	63
3.40	Verifica SLU muro risolto – incastro con muro frontale.....	64
3.40.1	<i>Pressoflessione</i>	64
3.41	Verifica SLE tensionali muro risolto – incastro con zattera	65
3.41.1	<i>Pressoflessione</i>	65
3.42	Verifica SLE tensionali muro risolto – incastro con muro frontale	65
3.42.1	<i>Pressoflessione</i>	65
3.43	Verifica SLE fessurazione muro risolto – incastro con zattera.....	66
3.43.1	<i>Fessurazione</i>	66
3.44	Verifica SLE fessurazione muro risolto – incastro con muro frontale	66
3.44.1	<i>Fessurazione</i>	66
4	VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI DI FONDAZIONE.....	67
5	VERIFICA ARMATURA BAGGIOLI.....	74
6	VERIFICA ISOLATORI E GIUNTI	76
6.1	Isolatori.....	76
6.2	Giunti di dilatazione	76

1 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Il calcolo delle spalle del Ponte Laverda Complanare, 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 espone 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 ponte. In particolare verranno disposti isolatori a scorrimento a superficie curva sulle spalle e sulle pile.

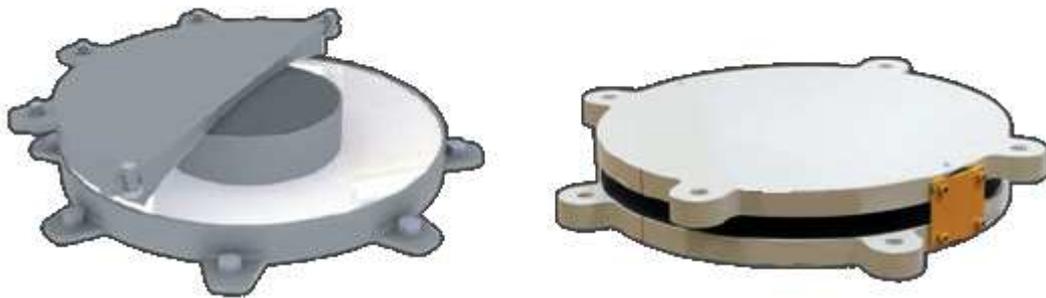


Figura 1.2.1: Isolatore a scorrimento a superficie curva

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.

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 coprifero 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 contenente 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	

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	Rck	250	Kg/cm ²	Classe di resistenza C20/25
FONDAZIONI :	Resistenza cubica a compressione	Rck	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 ticità	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	Rck	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 ticità	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 5mm. 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 4cm 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 1.4.2.1 – 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 1a 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 5mm;
- di 1,3 volte lo spessore del copriferro che vale 30mm.

Dalla analisi dei dati citati si evince che la massima dimensione dell'inerte non potrà superare i 40mm 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 – AL2

➤ Peso di volume del terreno.....	18.00	kN/m ³
➤ Peso di volume saturo del terreno.....	19.00	kN/m ³
➤ Angolo di attrito interno	21.50°	
➤ Angolo di attrito terra- fondazione.....	21.50°	
➤ Coesione.....	0.00	MPa

TERRENO FONDAZIONE – AL3

➤ 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	40.50°	
➤ Angolo di attrito terra- fondazione.....	40.50°	
➤ Coesione.....	0.00	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 $w-(3.00 \times n_l)$, dove "w" è la larghezza della carreggiata e "n_l" è il numero di corsie convenzionali. Nel caso specifico si ha:

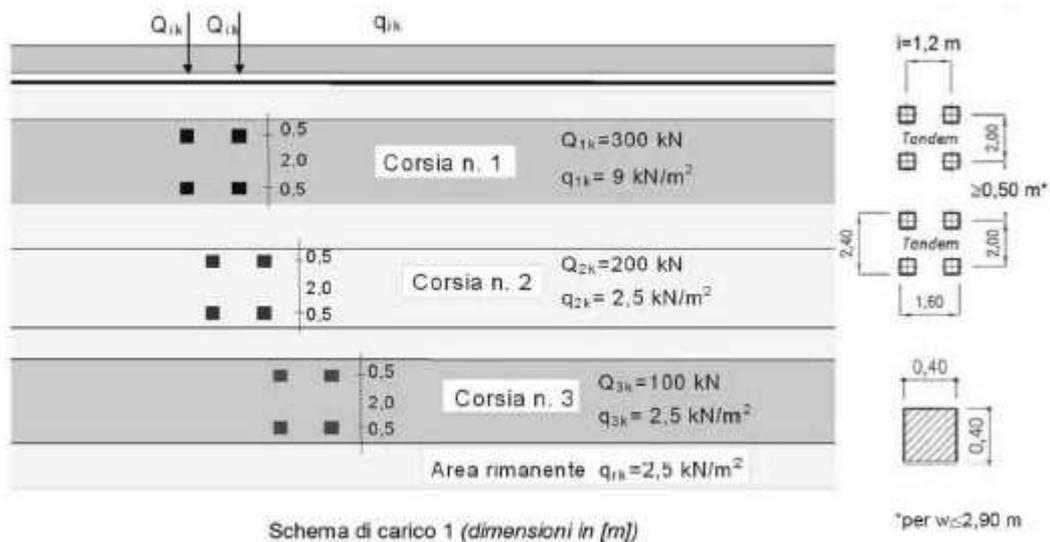


Figura 2.1.2.1: Schema di carico 1

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 2.1.2.1: 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:

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

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 transitanti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3m 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 40°.

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	0.274
	F_0	2.389
	T_c^*	0.309

PARAMETRI SPETTRO DI RISPOSTA

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

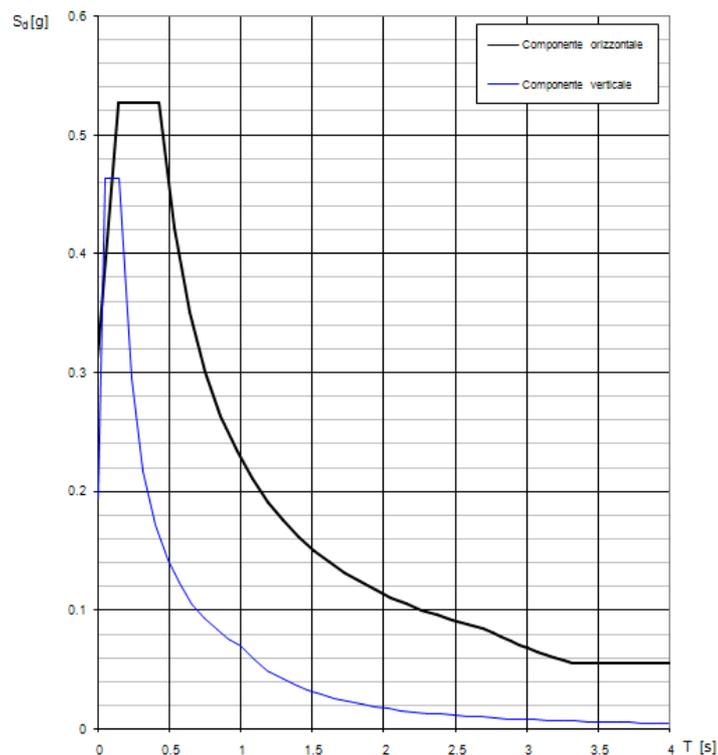
Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato li SLV

Figura 2.2.1: 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_{Q1})	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	0.75	0.75	0.00
Carichi mobili: UDL	0.40	0.40	0.00
Vento	0.60	0.20	0.00

COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI

PARAMETRO		M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	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

Carichi sulla carreggiata						Carichi su marciapiedi e piste ciclabili
Carichi verticali				Carichi orizzontali		Carichi verticali
Gruppo di azioni	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;

- Pk 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 sovraspinta 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 sovraspinta 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
- $\theta = \tan^{-1} \left[\frac{k_h}{1 \pm k_v} \right]$, 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 Sovrappinta 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

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

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

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

Tale sovrappinta risulta essere linearmente decrescente con la profondità (diagramma triangolare inverso), e risulta dunque applicata ad una quota $\frac{2}{3}H$ dallo spiccatto 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. Max N	Assi max M_t	Car. rip. Max M_t	Frena-mento	Forza centrifuga	Vento imp. scarico	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

Ponte Laverda Complanare – Relazione di calcolo spalle

Tabella dei coefficienti γ

Comb SLU	Peso proprio	Perm.	Ritiro	Attrito	Assi max N	Car. rip. Max N	Assi max M_t	Car. rip. Max M_t	Frenamento	Forza centrifuga	Vento imp. scarico	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

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

N, M_l, M_t

n

J_l, J_t

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

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

H_l, H_t

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

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

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.

3.6 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)

3.6.1 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.

3.6.2 Unghia anteriore platea fondazione

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.

3.6.3 Unghia posteriore platea fondazione

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_t . 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

$$\bar{R} = \frac{1}{n} \sum_{pila} R_i \Rightarrow \bar{N}_{unghia} = \bar{R} \cdot n_{unghia}$$

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

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

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

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 .

3.6.4 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.

3.6.5 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 spiccato del muro frontale, trascurando a favore di sicurezza gli effetti dovuti alla eventuale presenza dei muri di risvolto.

3.6.6 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 spiccato del muro), agenti sull'intera superficie del muro. Risulta infatti

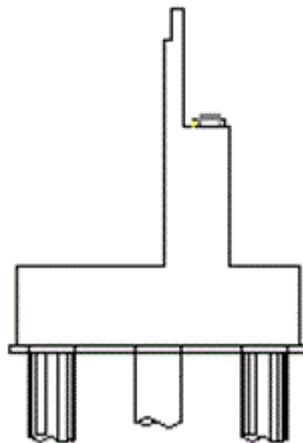
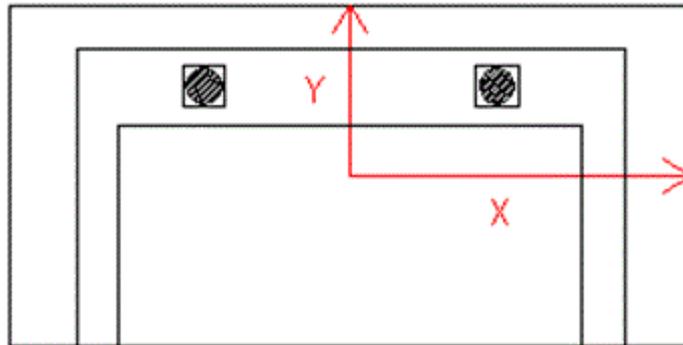
- Spinta attiva statica terreno: $q_t = \gamma_t \cdot K_a^k \cdot H_{muro}$

Ponte Laverda Complanare – Relazione di calcolo spalle

- 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 .

3.7 Sistema di riferimento



3.8 Unità misura

Forze kN
Tensioni MPa

3.9 Materiali

3.9.1 Calcestruzzo

Pali	Rck	30
	Classe esposizione	XC2

Fondazione	Rck	30
	Classe esposizione	XC2

Elevazione	Rck	35
	Classe esposizione	XF3

Peso specifico 25

3.9.2 Acciaio

Tipo B450C

Modulo elastico 2.1E+08

3.9.3 Terreno

Peso specifico terreno $\gamma_t = 18$
 Angolo di attrito interno $\phi' = 35$
 Angolo di attrito muro-terreno $\delta = 23$
 Angolo di attrito fondazione-terreno $\alpha = 21.5$
 Angolo di attrito fondazione-terreno $\alpha = 40.5$
 Costante di Winkler 5000

3.10 Geometria impalcato

Interasse appoggi 55 m
 Interasse spalla - pila 55.9 m

3.11 Geometria spalla

3.11.1 Muro frontale

Spessore 2.2 m
 Larghezza trasversale 13 m
 Altezza 5.23 m
 Distanza longitudinale bar. appoggi - paraghiaia 0.9 m
 Distanza trasversale bar. appoggi - bar. muro 0 m

3.11.2 Muro paraghiaia

Spessore 0.5 m
 Altezza 2.85 m

3.11.3 Muri risvolto

Spessore in testa	0.4	m
Spessore allo spiccato	0.96	m
Lunghezza	4.4	m
Altezza	8.35	m
Muro risvolto sx presente	Sì	
Muro risvolto dx presente	Sì	

3.11.4 Platea di fondazione

Altezza zattera	2	m
Dimensione longitudinale	6	m
Dimensione trasversale	13.2	m
Lunghezza unghia anteriore	1.4	m

3.11.5 Palificata

Pali	x m	y m
1	5.6	2
2	2.8	2
3	0	2
4	-2.8	2
5	-5.6	2
6	5.6	-2
7	2.8	-2
8	0	-2
9	-2.8	-2
10	-5.6	-2

3.12 Permanenti

N impalcato su appoggi	5120
Mt impalcato su appoggi	0

3.13 Carichi mobili

n° colonne carico max N	3	
n° colonne carico max M_t	2	
Larghezza carreggiata	10.5	m
Eccentricità baric. carreggiata - baric. appoggi	0	m

3.14 Forza centrifuga

Forza centrifuga H_t	0
------------------------	---

3.15 Frenamento

Frenamento presente	Sì
Lunghezza complessiva campate collegate	55 m

3.16 Resistenza parassita dei vincoli – isolatori in gomma armata

Rigidezza orizzontale dell'isolatore k	816	
Distanza appoggi da asse simmetria long. viadotto d	28	m
Coeff. dilatazione termica α	1E-05	
Variazione termica impalcato ΔT	25	variazione uniforme
Variazione termica impalcato equiv. ritiro ΔT_r	15	variazione uniforme
Variazione termica impalcato equiv. viscosità ΔT_v	0	variazione uniforme
n° appoggi sul pulvino	4	

3.17 Azioni caratteristiche spalla

3.17.1 Vento

Zona	1	
Altitudine	90	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 sopravento	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

3.17.2 Sovraccarico accidentale sul terreno

Q_s 20

3.17.3 Terreno di riempimento

Terreno spingente True

3.17.4 Azioni sismiche impalcato

3.17.4.1 Analisi modale

Spettro elastico

	N	H_l	H_t	M_l	M_t
sisma x	0	461.9	0	0	0
sisma y	0	0	461.9	0	1016.2
sisma z	993.3	0	0	0	0

3.17.5 Azioni sismiche terreno

a_q/g	0.2740
F_0	2.3890
T_c^*	0.3090
Coeff. amplificazione topografica S_t	1
Categoria suolo di fondazione	B
Spostamenti relativi spalla terreno ammessi	Sì

3.17.6 Coefficienti sismici

Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.097
Coefficiente sismico verticale	k_v	0.048

3.17.7 Coefficienti di spinta attiva

Coefficiente spinta attiva orizzontale	K_a^h	0.225	STR
		0.290	GEO
		0.290	EQU
Coefficiente spinta attiva verticale	K_a^v	0.096	STR
		0.099	GEO
		0.099	EQU

3.17.8 Coefficienti di spinta attiva in sisma – analisi modale**3.17.8.1 Sisma orizzontale**

Il coefficiente di spinta attivo viene calcolato per la condizione

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

Coefficiente spinta attiva orizzontale	K_a^h	0.280	STR
		0.353	GEO
		0.353	EQU
Coefficiente spinta attiva verticale	K_a^v	0.119	STR
		0.120	GEO
		0.120	EQU

3.17.8.2 Sisma verticale

Il coefficiente di spinta attivo viene calcolato per la condizione

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

Coefficiente spinta attiva orizzontale	K_a^h	0.225	STR
		0.290	GEO
		0.290	EQU
Coefficiente spinta attiva verticale	K_a^v	0.096	STR
		0.099	GEO
		0.099	EQU

3.17.9 Azioni caratteristiche impalcato**3.17.9.1 Baricentro zattera**

		N	H_i	H_t	M_i	M_t
	Peso impalcato	5120.00	0.00	0.00	-9216.00	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 max N	assi	1206.55	0.00	0.00	-2171.78	2111.46
	ripartito	1193.11	0.00	0.00	-2147.60	2556.66
Accidentali max M _t	assi	1005.56	0.00	0.00	-1809.82	2563.91
	ripartito	980.05	0.00	0.00	-1764.10	3036.04
	Forza centrifuga	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Vento impalcato scarico	0.00	0.00	205.39	0.00	1741.71
	Vento impalcato carico	0.00	0.00	451.86	0.00	4509.55
	Frenamento	0.00	508.50	0.00	-3676.46	0.00
	Attrito vincoli	0.00	36.56	0.00	-264.31	0.00

3.17.9.2 Baricentro spiccato muro frontale

		N	H_i	H_t	M_i	M_t
	Peso impalcato	5120.00	0.00	0.00	-1536.00	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 max N	assi	1206.55	0.00	0.00	-361.96	2111.46
	ripartito	1193.11	0.00	0.00	-357.93	2556.66
Accidentali max M _t	assi	1005.46	0.00	0.00	-301.64	2563.91
	ripartito	980.05	0.00	0.00	-294.02	3036.04
	Forza centrifuga	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Vento impalcato scarico	0.00	0.00	205.39	0.00	1330.93
	Vento impalcato carico	0.00	0.00	451.86	0.00	3605.84
	Frenamento	0.00	508.50	0.00	-2659.46	0.00
	Attrito vincoli	0.00	36.56	0.00	-191.19	0.00

3.17.10 Azioni caratteristiche peso proprio**3.17.10.1 Baricentro zattera**

N	H_l	H_t	M_l	M_t
10731.74	0.00	0.00	-4055.38	0.00

3.17.10.2 Baricentro spiccato muro frontale

N	H_l	H_t	M_l	M_t
4202.58	0.00	0.00	393.66	0.00

3.17.10.3 Baricentro spiccato muro paraghiaia

N	H_l	H_t	M_l	M_t
35.63	0.00	0.00	0.00	0.00

3.17.10.4 Baricentro spiccato muro risolto

N	H_l	H_t	M_l	M_t
624.58	0.00	0.00	0.00	0.00

3.17.11 Azioni caratteristiche terreno**3.17.11.1 Baricentro zattera**

		N	H_l	H_t	M_l	M_t
SLU strutturale	terreno	8729.68	2715.92	0.00	9124.18	0.00
	sovraccarico	1296.07	598.75	0.00	-125.62	0.00
SLU geotecnica	terreno	8766.60	3503.61	0.00	6625.20	0.00
	sovraccarico	1304.21	772.40	0.00	-968.28	0.00
SLU equilibrio	terreno	8766.60	3503.61	0.00	6625.20	0.00
	sovraccarico	1304.21	772.40	0.00	-968.28	0.00
SLE	terreno	8729.68	2715.92	0.00	9124.18	0.00
	sovraccarico	1296.07	598.75	0.00	-125.62	0.00

3.17.11.2 Baricentro spiccato muro frontale

		N	H_l	H_t	M_l	M_t
SLU strutturale	terreno	729.52	1718.65	0.00	-3826.43	0.00
	sovraccarico	200.64	472.68	0.00	-1688.91	0.00
SLU geotecnica	terreno	752.89	2217.11	0.00	-5143.24	0.00
	sovraccarico	207.06	609.77	0.00	-2235.69	0.00
SLU equilibrio	terreno	752.89	2217.11	0.00	-5143.24	0.00
	sovraccarico	207.06	609.77	0.00	-2235.69	0.00
SLE	terreno	729.52	1718.65	0.00	-3826.43	0.00
	sovraccarico	200.64	472.68	0.00	-1688.91	0.00

3.17.11.3 Baricentro spiccato muro paraghiaia

		N	H_l	H_t	M_l	M_t
SLU strutturale	terreno	6.98	16.45	0.00	-13.88	0.00
	sovraccarico	5.44	12.82	0.00	-16.91	0.00
SLU geotecnica	terreno	7.21	21.22	0.00	-18.36	0.00
	sovraccarico	5.62	16.54	0.00	-22.17	0.00
SLU equilibrio	terreno	7.21	21.22	0.00	-18.36	0.00
	sovraccarico	5.62	16.54	0.00	-22.17	0.00
SLE	terreno	6.98	16.45	0.00	-13.88	0.00
	sovraccarico	5.44	12.82	0.00	-16.91	0.00

3.17.11.4 Baricentro spiccato muro risolto

		N	H_l	H_t	M_l	M_t
SLU strutturale	terreno	294.00	0.00	692.62	0.00	2068.91
	sovraccarico	78.24	0.00	184.33	0.00	807.14
SLU geotecnica	terreno	297.31	0.00	875.52	0.00	2579.58
	sovraccarico	79.12	0.00	233.01	0.00	1010.78
SLU equilibrio	terreno	297.31	0.00	875.52	0.00	2579.58
	sovraccarico	79.12	0.00	233.01	0.00	1010.78
SLE	terreno	294.00	0.00	692.62	0.00	2068.91
	sovraccarico	78.24	0.00	184.33	0.00	807.14

3.17.12 Azioni sisma modale impalcato**3.17.12.1 Baricentro zattera**

	N	H_l	H_t	M_l	M_t
Sisma X	0.00	461.90	0.00	-3339.54	0.00
Sisma Y	0.00	0.00	461.90	0.00	4355.74
Sisma Z	993.30	0.00	0.00	-1787.94	0.00

3.17.12.2 Baricentro spiccato muro frontale

	N	H_l	H_t	M_l	M_t
Sisma X	0.00	461.90	0.00	-2415.74	0.00
Sisma Y	0.00	0.00	461.90	0.00	3431.94
Sisma Z	993.30	0.00	0.00	198.66	0.00

3.17.13 Azioni sisma peso proprio**3.17.13.1 Baricentro zattera**

	N	H_l	H_t	M_l	M_t
Sisma X	0.00	0.00	3346.77	0.00	10684.07
Sisma Y	0.00	3346.77	0.00	-10684.07	0.00
Sisma Z+	1673.39	0.00	0.00	-570.97	0.00
Sisma Z-	-1673.39	0.00	0.00	570.97	0.00

3.17.13.2 Baricentro spiccato muro frontale

	N	H_l	H_t	M_l	M_t
Sisma X	0.00	0.00	1310.60	0.00	4010.72
Sisma Y	0.00	1310.60	0.00	-4010.72	0.00
Sisma Z+	655.30	0.00	0.00	61.38	0.00
Sisma Z-	-655.30	0.00	0.00	-61.38	0.00

3.17.13.3 Baricentro spiccato muro paraghiaia

	N	H_l	H_t	M_l	M_t
Sisma X	0.00	0.00	11.11	0.00	15.83
Sisma Y	0.00	11.11	0.00	-15.83	0.00
Sisma Z+	5.55	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma Z-	-5.55	0.00	0.00	0.00	0.00

3.17.13.4 Baricentro spiccato muro risolto

	N	H_l	H_t	M_l	M_t
Sisma X	0.00	0.00	194.78	0.00	813.21
Sisma Y	0.00	194.78	0.00	-813.21	0.00
Sisma Z+	97.39	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma Z-	-97.39	0.00	0.00	0.00	0.00

3.17.14 Azioni sisma modale terreno**3.17.14.1 Baricentro zattera**

		N	H_i	H_t	M_i	M_t
SLU strutturale	Sisma X	0.00	0.00	2362.89	0.00	14271.88
	Sisma Y	425.68	3365.74	0.00	-17623.47	0.00
	Sisma Z+	1249.46	160.22	0.00	1591.12	0.00
	Sisma Z-	-1249.46	-160.22	0.00	-1591.12	0.00
SLU geotecnica	Sisma X	0.00	0.00	2362.89	0.00	14271.88
	Sisma Y	401.87	3546.34	0.00	-18628.93	0.00
	Sisma Z+	1251.64	206.69	0.00	1365.63	0.00
	Sisma Z-	-1251.64	-206.69	0.00	-1365.63	0.00

3.17.14.2 Baricentro spiccato muro frontale

		N	H_i	H_t	M_i	M_t
SLU strutturale	Sisma Y	225.55	531.37	0.00	-1898.62	0.00
	Sisma Z+	44.96	105.92	0.00	-378.48	0.00
	Sisma Z-	44.96	-105.92	0.00	477.39	0.00
SLU geotecnica	Sisma Y	209.17	615.95	0.00	-2258.37	0.00
	Sisma Z+	46.40	136.65	0.00	-501.00	0.00
	Sisma Z-	46.40	-136.65	0.00	603.09	0.00

3.17.14.3 Baricentro spiccato muro paraghiaia

		N	H_i	H_t	M_i	M_t
SLU strutturale	Sisma Y	3.60	8.48	0.00	-11.18	0.00
	Sisma Y Z-	-2.43	5.72	0.00	-8.77	0.00
SLU geotecnica	Sisma Y	3.40	10.01	0.00	-13.41	0.00
	Sisma Y Z-	-2.19	6.45	0.00	-9.74	0.00

3.17.14.4 Baricentro spiccato muro risolto

		N	H_i	H_t	M_i	M_t
SLU strutturale	Sisma X	102.25	0.00	240.89	0.00	1054.80
	Sisma X Z-	-67.22	0.00	158.35	-693.37	0.00
SLU geotecnica	Sisma X	95.10	0.00	280.05	0.00	1214.85
	Sisma X Z-	-59.62	0.00	175.57	-761.61	0.00

3.18 Combinazioni SLU al baricentro palificata

Esercizio - A1+M1					
COMB.	N	H _l	H _t	M _l	M _t
1	29570.65	3568.10	406.67	-10465.11	10360.56
2	38174.14	4518.67	406.67	-11916.62	10360.56
3	27147.20	3083.11	677.79	-7890.83	10282.78
4	35750.70	4033.68	677.79	-9342.34	10282.78
5	29011.55	3568.10	406.67	-9458.73	11618.53
6	37615.05	4518.67	406.67	-10910.25	11618.53
7	26828.55	3083.11	677.79	-7317.25	10999.75
8	35432.04	4033.68	677.79	-8768.76	10999.75
9	27147.20	3769.59	406.67	-12854.04	7577.05
10	35750.70	4720.16	406.67	-14305.56	7577.05
11	24581.42	2759.79	677.79	-4464.36	6764.33
12	33184.91	3710.36	677.79	-5915.88	6764.33
13	26828.55	3769.59	406.67	-12280.46	8294.02
14	35432.04	4720.16	406.67	-13731.98	8294.02
15	24581.42	2759.79	677.79	-4464.36	6764.33
16	33184.91	3710.36	677.79	-5915.88	6764.33
17	27147.20	3083.11	406.67	-7890.83	7577.05
18	35750.70	4033.68	406.67	-9342.34	7577.05
19	24581.42	2759.79	677.79	-4464.36	6764.33
20	33184.91	3710.36	677.79	-5915.88	6764.33
21	26828.55	3083.11	406.67	-7317.25	8294.02
22	35432.04	4033.68	406.67	-8768.76	8294.02
23	24581.42	2759.79	677.79	-4464.36	6764.33
24	33184.91	3710.36	677.79	-5915.88	6764.33
25	24581.42	2759.79	308.09	-4464.36	2612.57
26	33184.91	3710.36	308.09	-5915.88	2612.57

Sisma - A1+M1					
COMB.	N	H _l	H _t	M _l	M _t
1	25883.96	5239.64	5848.23	-16209.33	26262.67
2	23534.28	5143.50	5848.23	-15748.66	26262.67
3	26181.94	9615.06	2174.80	-33686.93	11842.52
4	23832.25	9518.93	2174.80	-33226.26	11842.52
5	28625.26	5028.47	1851.47	-14409.10	8793.51
6	20792.98	4708.02	1851.47	-12873.53	8793.51

Ponte Laverda Complanare – Relazione di calcolo spalle

Esercizio – A2+M2					
COMB.	N	H_l	H_t	M_l	M_t
1	28877.78	4428.43	352.45	-12991.29	8885.79
2	28877.78	4428.43	352.45	-12991.29	8885.79
3	26807.75	3895.48	587.42	-10216.95	8859.61
4	26807.75	3895.48	587.42	-10216.95	8859.61
5	28401.51	4428.43	352.45	-12134.01	9957.39
6	28401.51	4428.43	352.45	-12134.01	9957.39
7	26536.30	3895.48	587.42	-9728.34	9470.37
8	26536.30	3895.48	587.42	-9728.34	9470.37
9	26807.75	4480.25	352.45	-14444.87	6514.65
10	26807.75	4480.25	352.45	-14444.87	6514.65
11	24618.33	3540.17	587.42	-6910.48	5862.42
12	24618.33	3540.17	587.42	-6910.48	5862.42
13	26536.30	4480.25	352.45	-13956.27	7125.40
14	26536.30	4480.25	352.45	-13956.27	7125.40
15	24618.33	3540.17	587.42	-6910.48	5862.42
16	24618.33	3540.17	587.42	-6910.48	5862.42
17	26807.75	3895.48	352.45	-10216.95	6514.65
18	26807.75	3895.48	352.45	-10216.95	6514.65
19	24618.33	3540.17	587.42	-6910.48	5862.42
20	24618.33	3540.17	587.42	-6910.48	5862.42
21	26536.30	3895.48	352.45	-9728.34	7125.40
22	26536.30	3895.48	352.45	-9728.34	7125.40
23	24618.33	3540.17	587.42	-6910.48	5862.42
24	24618.33	3540.17	587.42	-6910.48	5862.42
25	24618.33	3540.17	267.01	-6910.48	2264.23
26	24618.33	3540.17	267.01	-6910.48	2264.23

Sisma – A2+M2					
COMB.	N	H_l	H_t	M_l	M_t
1	25914.39	6095.45	5848.23	-19077.60	26262.67
2	23563.40	5971.44	5848.23	-18481.63	26262.67
3	26195.70	10597.30	2174.80	-37259.02	11842.52
4	23844.71	10473.28	2174.80	-36663.05	11842.52
5	28657.22	5916.81	1851.47	-17435.22	8793.51
6	20820.57	5503.42	1851.47	-15448.66	8793.51

3.19 Sollecitazioni SLU sui pali di fondazione

Esercizio - A1+M1			
COMB.	N_{max}	N_{min}	V_{max}
1	3850.34	2063.79	359.12
2	4783.27	2851.56	453.69
3	3476.50	1952.94	315.67
4	4409.43	2740.71	409.02
5	3789.04	2013.27	359.12
6	4721.96	2801.05	453.69
7	3441.57	1924.14	315.67
8	4374.49	2711.92	409.02
9	3628.03	1801.41	379.15
10	4560.96	2589.18	473.76
11	2922.94	1993.34	284.18
12	3855.87	2781.12	377.18
13	3593.09	1772.62	379.15
14	4526.02	2560.39	473.76
15	2922.94	1993.34	284.18
16	3855.87	2781.12	377.18
17	3379.87	2049.57	310.98
18	4312.80	2837.34	405.41
19	2922.94	1993.34	284.18
20	3855.87	2781.12	377.18
21	3344.93	2020.78	310.98
22	4277.86	2808.55	405.41
23	2922.94	1993.34	284.18
24	3855.87	2781.12	377.18
25	2774.67	2141.62	277.69
26	3707.59	2929.39	372.31

Sisma - A1+M1			
COMB.	N_{max}	N_{min}	V_{max}
1	4336.82	839.98	785.21
2	4078.81	628.04	778.83
3	4725.49	510.90	985.80
4	4467.49	298.97	976.42
5	3897.04	1828.02	535.85
6	3037.03	1121.57	505.90

Sintesi		
	Esercizio A1+M1	Sisma A1+M1
N_{max}	4783.27	4725.49
N_{min}	1772.62	298.97
V_{max}	473.76	985.80

Ponte Laverda Complanare – Relazione di calcolo spalle

Esercizio – A2+M2			
COMB.	N_{max}	N_{min}	V_{max}
1	3854.69	1920.86	444.24
2	3854.69	1920.86	444.24
3	3508.04	1853.51	393.95
4	3508.04	1853.51	393.95
5	3802.47	1877.83	444.24
6	3802.47	1877.83	444.24
7	3478.28	1828.99	393.95
8	3478.28	1828.99	393.95
9	3635.68	1725.87	449.41
10	3635.68	1725.87	449.41
11	3016.73	1906.94	358.86
12	3016.73	1906.94	358.86
13	3605.92	1701.34	449.41
14	3605.92	1701.34	449.41
15	3016.73	1906.94	358.86
16	3016.73	1906.94	358.86
17	3424.29	1937.26	391.14
18	3424.29	1937.26	391.14
19	3016.73	1906.94	358.86
20	3016.73	1906.94	358.86
21	3394.53	1912.73	391.14
22	3394.53	1912.73	391.14
23	3016.73	1906.94	358.86
24	3016.73	1906.94	358.86
25	2888.22	2035.44	355.02
26	2888.22	2035.44	355.02

Sisma – A2+M2			
COMB.	N_{max}	N_{min}	V_{max}
1	4483.27	699.61	844.73
2	4218.37	494.31	835.82
3	4905.47	333.67	1081.82
4	4640.57	128.37	1069.67
5	4051.54	1679.91	619.97
6	3168.54	995.57	580.65

Sintesi		
	Esercizio A2+M2	Sisma A2+M2
N_{max}	3854.69	4905.47
N_{min}	1701.34	128.37
V_{max}	449.41	1081.82

3.20 Verifica SLU palo

3.20.1 Pressoflessione

Lunghezza elastica palo L_0 5.36 m

Condizione M_{max}

	Esercizio	Sisma
V_{max}	473.76	985.80
M_{max}	1268.88	2640.25
$N_{max}(M_{max})$	4560.96	4725.49
$N_{min}(M_{max})$	2560.39	510.90

Condizione N_{min}

	Esercizio	Sisma
$V_{max}(N_{min})$	379.15	976.42
$M_{max}(N_{min})$	1015.46	2615.14
N_{min}	1772.62	298.97

Diametro barre 26 mm

n°barre 40

Copriferro 8 cm

	N	M	M_u	C.s. η	
Esercizio	$N_{max}(M_{max})$	4560.96	1268.88	3350.29	2.64
	$N_{min}(M_{max})$	2560.39	1268.88	3222.59	2.54
	N_{min}	1772.62	1015.46	3120.08	3.07
Sisma	$N_{max}(M_{max})$	4725.49	2640.25	3356.96	1.27
	$N_{min}(M_{max})$	510.90	2640.25	2924.12	1.11
	N_{min}	298.97	2615.14	2875.54	1.10

3.20.2 Taglio

Diametro staffe 12 mm

Numero braccia staffe 2

Passo staffe 6 cm

	N	V	$V_{Rd\ no\ staffe}$	V_{Rsd}	V_{Rcd}	C.s. η	
Esercizio	V_{max}	2560.39	473.76	476.69	2120.28	1579.94	3.33
	N_{min}	1772.62	379.15	390.19	2120.28	1490.46	3.93
Sisma	V_{max}	510.90	985.80	251.65	1095.90	1890.90	1.11
	N_{min}	298.97	976.42	228.38	987.83	1896.36	1.01

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	20	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	Traz.	Traz. U	C.s. η	Meccanismo resistente
Esercizio	0.00	0.00	1038.77	+Infinito	Biella - catena
Sisma	0.00	0.00	1038.77	+Infinito	Biella - catena

3.21.2 Taglio

Diametro staffe	0	mm
Numero braccia staffe	0	
Passo staffe	0	cm
Diametro ferri piegati	0	mm
Passo ferri piegati	0	cm
Inclinazione ferri piegati	0	°

	N	V	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	C.s. η
Esercizio	0.0	1 272.8				0.00
Sisma	0.0	1 273.8				0.00

3.21.3 Punzonamento

	Palo	V	$V_{Rd,c}$	C.s. η
Esercizio	--	0.00	--	--
Sisma	--	0.00	--	--

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	-300.65	1958.14	6.51
	M_{min}	0.00	-632.58	1958.14	3.10
Sisma	M_{max}	0.00	-394.44	1958.14	4.96
	M_{min}	0.00	-871.16	1958.14	2.25

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	-29.14	1669.25	57.28
	M_{min}	0.00	-304.06	1669.25	5.49
Sisma	M_{max}	0.00	-37.36	1669.25	44.68
	M_{min}	0.00	-431.66	1669.25	3.87

3.22.3 Pressoflessione centro piastra ferri longitudinali

		N	M	M_u	C.s. η
Esercizio	M_{max}	0.00	88.47	1958.14	22.13
	M_{min}	0.00	-282.78	1958.14	6.92
Sisma	M_{max}	0.00	125.76	1958.14	15.57
	M_{min}	0.00	-414.26	1958.14	4.73

3.22.4 Pressoflessione centro piastra ferri trasversali

		N	M	M_u	C.s. η
Esercizio	M_{max}	0.00	88.47	1669.25	18.87
	M_{min}	0.00	-34.68	1669.25	48.14
Sisma	M_{max}	0.00	125.76	1669.25	13.27
	M_{min}	0.00	-51.50	1669.25	32.41

3.22.5 Punzonamento

		Palo	V	$V_{Rd,c}$	C.s. η
Esercizio		8	3221.58	11413.90	3.54
Sisma		8	2142.07	11413.90	5.33

3.23 Combinazioni SLE tensionali al baricentro palificata

Combinazioni rare					
COMB.	N	H_l	H_t	M_l	M_t
1	28277.14	3351.22	271.12	-8856.50	7373.85
2	26482.00	2991.98	451.86	-6949.62	7115.81
3	27863.00	3351.22	271.12	-8111.03	8305.68
4	26245.96	2991.98	451.86	-6524.75	7646.90
5	26482.00	3500.48	271.12	-10626.08	5311.99
6	24581.42	2752.48	451.86	-4411.50	4509.55
7	26245.96	3500.48	271.12	-10201.20	5843.08
8	24581.42	2752.48	451.86	-4411.50	4509.55
9	26482.00	2991.98	271.12	-6949.62	5311.99
10	24581.42	2752.48	451.86	-4411.50	4509.55
11	26245.96	2991.98	271.12	-6524.75	5843.08
12	24581.42	2752.48	451.86	-4411.50	4509.55
13	24581.42	2752.48	205.39	-4411.50	1741.71

Combinazioni quasi permanenti					
COMB.	N	H_l	H_t	M_l	M_t
1	24581.42	2752.48	0.00	-4411.50	0.00

3.24 Sollecitazioni SLE tensionali sui pali di fondazione

Combinazioni rare			
COMB.	N_{max}	N_{min}	V_{max}
1	3533.89	2121.54	336.22
2	3249.82	2046.58	302.59
3	3488.48	2084.12	336.22
4	3223.94	2025.26	302.59
5	3369.22	1927.18	351.10
6	2839.77	2076.51	278.93
7	3343.34	1905.85	351.10
8	2839.77	2076.51	278.93
9	3185.40	2111.01	300.42
10	2839.77	2076.51	278.93
11	3159.51	2089.68	300.42
12	2839.77	2076.51	278.93
13	2740.92	2175.36	276.01

Combinazioni quasi permanenti			
COMB.	N_{max}	N_{min}	V_{max}
1	2678.72	2237.57	275.25

Sintesi		
	Rare	Q. perm.
N_{max}	3533.89	2678.72
N_{min}	1905.85	2237.57
V_{max}	351.10	275.25

3.25 Verifica SLE tensionale palo

Tensione ammissibile cls	comb. rare	14.94
	comb. q. perm.	11.21

Tensione ammissibile acciaio 360.00

3.25.1 Pressoflessione

Condizione M_{max}		
	Rare	Q. perm.
V_{max}	351.10	275.25
M_{max}	940.34	737.19
$N_{max}(M_{max})$	3369.22	2678.72
$N_{min}(M_{max})$	1905.85	2237.57

Condizione N_{min}		
	Rare	Q. perm.
$V_{max}(N_{min})$	351.10	275.25
$M_{max}(N_{min})$	940.34	737.19
N_{min}	1905.85	2237.57

Diametro barre 26 mm
 n° barre 40
 Copriferro 8 cm

		N	M
Comb. rare	$N_{max}(M_{max})$	3369.22	940.34
	$N_{min}(M_{max})$	1905.85	940.34
	N_{min}	1905.85	940.34
Comb. q. perm.	$N_{max}(M_{max})$	2678.72	737.19
	$N_{min}(M_{max})$	2237.57	737.19
	N_{min}	2237.57	737.19

Cls		Acciaio	
σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	C.s. min η
9.95	0.00	45.95	1.50
9.10	0.00	93.95	1.64
9.10	0.00	93.95	1.64
7.83	0.00	35.10	1.43
7.53	0.00	47.08	1.49
7.53	0.00	47.08	1.49

3.26 Verifica SLE tensionali platea di fondazione – unghia anteriore

	comb. rare	14.94
Tensione ammissibile cls	comb. q. perm.	11.21

Tensione ammissibile acciaio 360.00

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	20	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

3.26.1 Pressoflessione

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

		N	Traz
Comb. rare		0.00	0.00
Comb. q.		0.00	0.00

Cls		Acciaio	
σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	C.s. min η
--	--	0.00	--
--	--	0.00	--

3.27 Verifica SLE tensionali platea di fondazione – unghia posteriore

Tensione ammissibile cls	comb. rare	14.94
	comb. q. perm.	11.21

Tensione ammissibile acciaio 360.00

3.27.1 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
Comb. rare	M _{max}	0.00	-299.61
	M _{min}	0.00	-469.16
Comb. q. perm.	M _{max}	0.00	-299.61
	M _{min}	0.00	-299.61

Cls		Acciaio	
σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	C.s. min η
0.83	0.00	61.37	5.87
1.30	0.00	96.10	3.75
0.83	0.00	61.37	5.87
0.83	0.00	61.37	5.87

3.27.2 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
Comb. rare	M _{max}	0.00	-29.05
	M _{min}	0.00	-225.53
Comb. q. perm.	M _{max}	0.00	-29.05
	M _{min}	0.00	-140.21

Cls		Acciaio	
σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	C.s. min η
0.09	0.00	6.96	51.69
0.68	0.00	54.07	6.66
0.09	0.00	6.96	51.69
0.42	0.00	33.61	10.71

3.27.3 Pressoflessione centro piastra ferri longitudinali

		N	M
Comb. rare	M _{max}	0.00	65.62
	M _{min}	0.00	-209.76
Comb. q. perm.	M _{max}	0.00	40.75
	M _{min}	0.00	-126.61

Cls		Acciaio	
σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	C.s. min η
0.18	0.00	13.44	26.78
0.58	0.00	42.97	8.38
0.11	0.00	8.35	43.13
0.35	0.00	25.93	13.88

3.27.4 Pressoflessione centro piastra ferri trasversali

		N	M
Comb. rare	M _{max}	0.00	65.62
	M _{min}	0.00	-25.72
Comb. q. perm.	M _{max}	0.00	40.75
	M _{min}	0.00	-15.32

Cls		Acciaio	
σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	C.s. min η
0.20	0.00	15.73	22.88
0.08	0.00	6.17	58.38
0.12	0.00	9.77	36.85
0.05	0.00	3.67	98.01

3.28 Combinazioni SLE fessurazione al baricentro palificata

Combinazioni frequenti					
COMB.	N	H _l	H _t	M _l	M _t
1	26482.00	2991.98	0.00	-6949.62	2606.26
2	26245.96	2991.98	0.00	-6524.75	3137.35
3	24581.42	2752.48	0.00	-4411.50	0.00
4	24581.42	2752.48	0.00	-4411.50	0.00
5	24581.42	2752.48	0.00	-4411.50	0.00
6	24581.42	2752.48	0.00	-4411.50	0.00
7	24581.42	2752.48	41.08	-4411.50	348.34

Combinazioni quasi permanenti					
COMB.	N	H _l	H _t	M _l	M _t
1	24581.42	2752.48	0.00	-4411.50	0.00

3.29 Sollecitazioni SLE fessurazione sui pali di fondazione

Combinazioni frequenti			
COMB.	N _{max}	N _{min}	V _{max}
1	3088.76	2207.64	299.20
2	3062.88	2186.31	299.20
3	2678.72	2237.57	275.25
4	2678.72	2237.57	275.25
5	2678.72	2237.57	275.25
6	2678.72	2237.57	275.25
7	2691.16	2225.13	275.28

Combinazioni quasi permanenti			
COMB.	N _{max}	N _{min}	V _{max}
1	2678.72	2237.57	275.25

Sintesi		
	Frequenti	Q. perm.
N _{max}	3088.76	2678.72
N _{min}	2186.31	2237.57
V _{max}	299.20	275.25

3.30 Verifica SLE fessurazione palo

3.30.1 Fessurazione

Condizione M_{max}		
	Frequenti	Q. perm.
V_{max}	299.20	275.25
M_{max}	801.34	737.19
$N_{min}(M_{max})$	2186.31	2237.57

Condizione N_{min}		
	Frequenti	Q. perm.
$V_{max}(N_{min})$	299.20	275.25
$M_{max}(N_{min})$	801.34	737.19
N_{min}	2186.31	2237.57

Diametro barre 26 mm
 n° barre 40
 Copriferro 8 cm

		N	M
Comb. frequenti	M_{max}	2186.31	801.34
	N_{min}	2186.31	801.34
Comb. q. perm.	M_{max}	2237.57	737.19
	N_{min}	2237.57	737.19

w_d	$w_{d,lim}$		Verificato
0.00	$w_3 =$	0.40	Si
0.00	$w_3 =$	0.40	Si
0.00	$w_2 =$	0.30	Si
0.00	$w_2 =$	0.30	Si

3.31 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	20	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

3.31.1 Fessurazione

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

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

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

3.32 Verifica SLE fessurazione platea di fondazione – unghia posteriore

3.32.1 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	-299.61
	M_{min}	0.00	-348.01
Comb. q. perm.	M_{max}	0.00	-299.61
	M_{min}	0.00	-299.61

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

3.32.2 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	-29.05
	M_{min}	0.00	-164.41
Comb. q. perm.	M_{max}	0.00	-29.05
	M_{min}	0.00	-140.21

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

3.32.3 Fessurazione centro piastra ferri longitudinali

		N	M
Comb. frequenti	M_{max}	0.00	47.80
	M_{min}	0.00	-150.06
Comb. q. perm.	M_{max}	0.00	40.75
	M_{min}	0.00	-126.61

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

3.32.4 Fessurazione centro piastra ferri trasversali

		N	M
Comb. frequenti	M_{max}	0.00	47.80
	M_{min}	0.00	-18.25
Comb. q. perm.	M_{max}	0.00	40.75
	M_{min}	0.00	-15.32

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

3.33 Verifica SLU spiccato muro frontale

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

Esercizio				
COMB.	N	M _I	M _u	C.s. η
1	1043.27	-650.01	2917.37	4.49
2	1313.90	-783.78	3185.18	4.06
3	925.10	-513.08	2799.35	5.46
4	1195.74	-646.85	3068.67	4.74
5	1000.26	-637.10	2874.49	4.51
6	1270.90	-770.88	3142.85	4.08
7	900.59	-505.72	2774.79	5.49
8	1171.23	-639.50	3044.41	4.76
9	925.10	-789.25	2799.35	3.55
10	1195.74	-923.02	3068.67	3.32
11	773.24	-399.86	2646.67	6.62
12	1043.87	-533.64	2917.97	5.47
13	900.59	-781.90	2774.79	3.55
14	1171.23	-915.67	3044.41	3.32
15	773.24	-399.86	2646.67	6.62
16	1043.87	-533.64	2917.97	5.47
17	925.10	-513.08	2799.35	5.46
18	1195.74	-646.85	3068.67	4.74
19	773.24	-399.86	2646.67	6.62
20	1043.87	-533.64	2917.97	5.47
21	900.59	-505.72	2774.79	5.49
22	1171.23	-639.50	3044.41	4.76
23	773.24	-399.86	2646.67	6.62
24	1043.87	-533.64	2917.97	5.47
25	773.24	-399.86	2646.67	6.62
26	1043.87	-533.64	2917.97	5.47

Sisma				
COMB.	N	M _I	M _u	C.s. η
1	817.53	-824.05	2691.32	3.27
2	741.44	-724.61	2614.55	3.61
3	829.67	-962.42	2703.55	2.81
4	753.58	-862.98	2626.83	3.04
5	908.72	-757.57	2782.93	3.67
6	655.09	-426.11	2527.09	5.93

3.33.2 Taglio

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

Esercizio		
COMB.	N	V
1	1043.27	184.66
2	1313.90	230.94
3	925.10	155.21
4	1195.74	201.48
5	1000.26	184.66
6	1270.90	230.94
7	900.59	155.21
8	1171.23	201.48
9	925.10	208.02
10	1195.74	254.29
11	773.24	135.58
12	1043.87	181.85
13	900.59	208.02
14	1171.23	254.29
15	773.24	135.58
16	1043.87	181.85
17	925.10	155.21
18	1195.74	201.48
19	773.24	135.58
20	1043.87	181.85
21	900.59	155.21
22	1171.23	201.48
23	773.24	135.58
24	1043.87	181.85
25	773.24	135.58
26	1043.87	181.85

V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	C.s. η
709.86	0.00	0.00	3.84
749.35	0.00	0.00	3.24
692.62	0.00	0.00	4.46
732.11	0.00	0.00	3.63
703.58	0.00	0.00	3.81
743.07	0.00	0.00	3.22
689.04	0.00	0.00	4.44
728.53	0.00	0.00	3.62
692.62	0.00	0.00	3.33
732.11	0.00	0.00	2.88
670.46	0.00	0.00	4.95
709.95	0.00	0.00	3.90
689.04	0.00	0.00	3.31
728.53	0.00	0.00	2.86
670.46	0.00	0.00	4.95
709.95	0.00	0.00	3.90
692.62	0.00	0.00	4.46
732.11	0.00	0.00	3.63
670.46	0.00	0.00	4.95
709.95	0.00	0.00	3.90
689.04	0.00	0.00	4.44
728.53	0.00	0.00	3.62
670.46	0.00	0.00	4.95
709.95	0.00	0.00	3.90
670.46	0.00	0.00	4.95
709.95	0.00	0.00	3.90

Sisma		
COMB.	N	V
1	817.53	212.69
2	741.44	207.80
3	829.67	287.00
4	753.58	282.11
5	908.72	193.52
6	655.09	177.22

V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	C.s. η
676.92	0.00	0.00	3.18
665.82	0.00	0.00	3.20
678.69	0.00	0.00	2.36
667.59	0.00	0.00	2.37
690.23	0.00	0.00	3.57
653.22	0.00	0.00	3.69

3.34 Verifica SLU spiccato muro paraghiaia

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

Esercizio		
COMB.	N	M _i
1	102.55	-199.14
2	117.47	-204.00

M _u	C.s. η
279.84	1.41
282.82	1.39

Sisma		
COMB.	N	M _i
1	47.87	-40.89
2	38.51	-38.48

M _u	C.s. η
268.90	6.58
267.02	6.94

3.34.2 Taglio

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

Esercizio		
COMB.	N	V
1	7.89	7.25
2	9.04	7.69

V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	C.s. η
219.28	0.00	0.00	30.24
219.44	0.00	0.00	28.52

Sisma		
COMB.	N	V
1	3.68	2.77
2	2.96	2.56

V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	C.s. η
218.72	0.00	0.00	78.91
218.62	0.00	0.00	85.39

3.35 Verifica SLE tensionali spiccato muro frontale

comb. rare 17.43
comb. q. perm. 13.07

Tensione ammissibile cls

Tensione ammissibile acciaio 360.00

3.35.1 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	973.26	-582.21
2	885.73	-480.78
3	941.40	-572.66
4	867.57	-475.34
5	885.73	-685.36
6	773.24	-396.92
7	867.57	-679.91
8	773.24	-396.92
9	885.73	-480.78
10	773.24	-396.92
11	867.57	-475.34
12	773.24	-396.92
13	773.24	-396.92

Cls		Acciaio	C.s. min η
σ _{max}	σ _{min}	σ _{max}	
1.19	0.00	5.87	14.63
0.99	0.00	3.31	17.53
1.17	0.00	6.14	14.88
0.98	0.00	3.41	17.76
1.45	0.00	16.06	12.05
0.83	0.00	2.12	21.00
1.44	0.00	16.54	12.10
0.83	0.00	2.12	21.00
0.99	0.00	3.31	17.53
0.83	0.00	2.12	21.00
0.98	0.00	3.41	17.76
0.83	0.00	2.12	21.00
0.83	0.00	2.12	21.00

Comb. quasi permanenti		
COMB.	N	M _I
1	773.24	-396.92

Cls		Acciaio	C.s. min η
σ _{max}	σ _{min}	σ _{max}	
0.83	0.00	2.12	21.00

3.36 Verifica SLE tensionali spiccato muro paraghiaia

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

Tensione ammissibile acciaio 360.00

3.36.1 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	87.01	-151.11

Cls		Acciaio	C.s. min η
σ_{\max}	σ_{\min}	σ_{\max}	
5.61	0.00	208.82	1.72

Comb. quasi permanenti		
COMB.	N	M _I
1	42.61	-13.88

Cls		Acciaio	C.s. min η
σ_{\max}	σ_{\min}	σ_{\max}	
0.52	0.00	9.89	33.25

3.37 Verifica SLE fessurazione spiccato muro frontale

3.37.1 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	885.73	-480.78
2	867.57	-475.34
3	773.24	-396.92
4	773.24	-396.92
5	773.24	-396.92
6	773.24	-396.92
7	773.24	-396.92

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

Comb. quasi permanenti		
COMB.	N	M _I
1	773.24	-396.92

w _d	w _{d,lim}		Verificato
0.00	w2 =	0.30	Sì

3.38 Verifica SLE fessurazione spiccato muro paraghiaia

3.38.1 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	74.01	-110.88

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

Comb. quasi permanenti		
COMB.	N	M _I
1	42.61	-13.88

w _d	w _{d,lim}	Verificato
0.00	w2 = 0.30	Sì

3.39 Verifica SLU muro risolto – incastro con zattera

3.39.1 Pressoflessione

Diametro barre armatura controterra	16	mm
Passo armatura controterra	20	cm
Copriferro armatura controterra	5	cm
Diametro barre armatura fuori terra	12	mm
Passo armatura fuori terra	20	cm
Copriferro armatura fuori terra	5	cm

	N	M	M_u	C.s. η
Esercizio	141.95	262.34	408.57	1.56
	148.59	249.13	411.54	1.65
Sisma	135.31	231.32	405.60	1.75

3.39.2 Taglio

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

	N	V	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	C.s. η
Esercizio	141.95	259.96	325.77	0.00	0.00	1.25
	148.59	244.55	326.71	0.00	0.00	1.34
Sisma	135.31	229.25	324.82	0.00	0.00	1.42

3.40 Verifica SLU muro risolto – incastro con muro frontale

3.40.1 Pressoflessione

Diametro barre armatura controterra	16	mm
Passo armatura controterra	20	cm
Copriferro armatura controterra	5	cm
Diametro barre armatura fuori terra	12	mm
Passo armatura fuori terra	20	cm
Copriferro armatura fuori terra	5	cm

	N	M	M_u	C.s. η
Esercizio	0	171.13	217.14	1.27
	0	169.50	217.14	1.28
Sisma	0	150.81	217.14	1.44

3.43 Verifica SLE fessurazione muro risolto – incastro con zattera

3.43.1 Fessurazione

Diametro barre armatura controterra	16	mm
Passo armatura controterra	20	cm
Copriferro armatura controterra	5	cm
Diametro barre armatura fuori terra	12	mm
Passo armatura fuori terra	20	cm
Copriferro armatura fuori terra	5	cm

	N	M
Comb. frequenti	624.58	169.96
Comb. q. perm.	624.58	153.72

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

3.44 Verifica SLE fessurazione muro risolto – incastro con muro frontale

3.44.1 Fessurazione

Diametro barre armatura controterra	16	mm
Passo armatura controterra	20	cm
Copriferro armatura controterra	5	cm
Diametro barre armatura fuori terra	12	mm
Passo armatura fuori terra	20	cm
Copriferro armatura fuori terra	5	cm

	N	M
Comb. frequenti	0	126.77
Comb. q. perm.	0	93.20

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

4 VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI DI FONDAZIONE

In questo paragrafo viene effettuata la verifica della capacità portante dei pali di fondazione. Nelle analisi di capacità portante si è fatto riferimento a pali di grande diametro da 1000mm.

CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

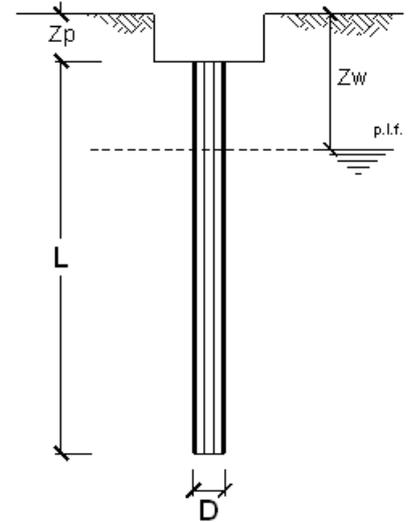
CANTIERE: PDV - Tratta 2B: PONTE TORRENTE LAVERDA COMPLANARE **OPERA:** STA A1-M1-R1 $F_s = 1.76$

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 1.00 (m) Area del Palo (A_p): 0.785 (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (Z_p): 1.10 (m) Quota falda dal p.c. (Z_w): 10.60 (m)
 Carico Assiale Permanente (G): 4783.27 (kN) Carico Assiale variabile (Q): 0 (kN)
 Numero di strati $2 \frac{1}{2}$ Lpalo = 15.00 (m)

coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_b	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$
			γ_G	γ_Q			
SUD	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25
	SISMA	○	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25
DM88			○	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			●	1.00	1.00	1.00	1.00

n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00



PARAMETRI MEDI						
Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	C'_{med} (kPa)	Φ'_{med} (°)	$C_{u,med}$ (kPa)
1	5.80	AL2	19.00	0.0	21.5	0.0
2	9.20	AL3	19.50	0.0	40.5	0.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0.63	0.39	0.00	0.00
0.35	0.85	0.00	0.00

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)						
Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	C'_{min} (kPa)	Φ'_{min} (°)	$C_{u,min}$ (kPa)
1	5.80	AL2	19.00	0.0	21.5	0.0
2	9.20	AL3	19.50	0.0	40.5	0.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0.63	0.39	0.00	0.00
0.35	0.85	0.00	0.00

RISULTATI

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)				
			Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)	Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)
1	5.80	AL2	345.6					345.6				
2	9.20	AL3	1768.4	60.74	0.00	15518.9	12188.5	1768.4	60.74	0.00	15518.9	12188.5

CARICO ASSIALE AGENTE

$N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$

$N_d = 4783.3 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

base $R_{b,cal med} = 12188.5 \text{ (kN)}$

laterale $R_{s,cal med} = 2114.0 \text{ (kN)}$

totale $R_{c,cal med} = 14302.5 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

base $R_{b,cal min} = 12188.5 \text{ (kN)}$

laterale $R_{s,cal min} = 2114.0 \text{ (kN)}$

totale $R_{c,cal min} = 14302.5 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal med}/\xi_3 ; R_{b,cal min}/\xi_4) = 7169.7 \text{ (kN)}$

$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal med}/\xi_3 ; R_{s,cal min}/\xi_4) = 1243.5 \text{ (kN)}$

$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 8413.2 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$R_{c,d} = R_{bk}/\gamma_b + R_{sk}/\gamma_s$

$R_{c,d} = 8413.2 \text{ (kN)}$

$F_s = R_{c,d} / N_d$

$F_s = 1.76$

Ponte Laverda Complanare – Relazione di calcolo spalle

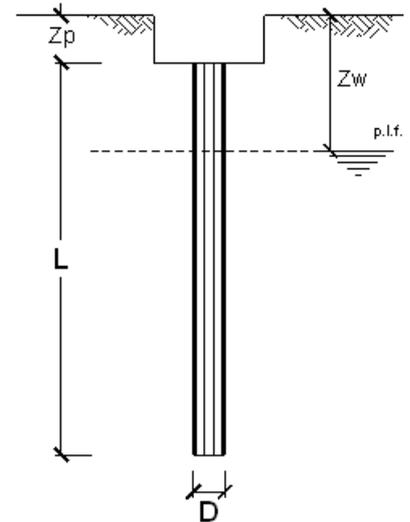
CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

CANTIERE: PDV - Tratta 2B: PONTE TORRENTE LAVERDA COMPLANARE **OPERA:** STA A2-M1-R2 $F_s = 1.32$

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 1.00 (m) Area del Palo (A_p): 0.785 (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (z_p): 1.10 (m) Quota falda dal p.c. (z_w): 10.60 (m)
 Carico Assiale Permanente (G): 3854.69 (kN) Carico Assiale variabile (Q): 0 (kN)
 Numero di strati $2 \frac{A}{B}$ L_{palo} = 15.00 (m)

coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_b	γ_s	γ_s traz
			γ_G	γ_Q			
SLU	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25
	SISMA	○	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25
DM88		○	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		●	1.00	1.00	1.70	1.45	1.60



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

PARAMETRI MEDI

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	C' med (kPa)	ϕ med (°)	C _u med (kPa)
1	5.80	AL2	19.00	0.0	21.5	0.0
2	9.20	AL3	19.50	0.0	40.5	0.0

Coefficients di Calcolo			
k	μ	a	α
0.63	0.39	0.00	0.00
0.35	0.85	0.00	0.00

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	C' min (kPa)	ϕ min (°)	C _u min (kPa)
1	5.80	AL2	19.00	0.0	21.5	0.0
2	9.20	AL3	19.50	0.0	40.5	0.0

Coefficients di Calcolo			
k	μ	a	α
0.63	0.39	0.00	0.00
0.35	0.85	0.00	0.00

RISULTATI

Strato	Spess (-) (m)	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)				
			Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)	Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)
1	5.80	AL2	345.6					345.6				
2	9.20	AL3	1768.4	60.74	0.00	15518.9	12188.5	1768.4	60.74	0.00	15518.9	12188.5

CARICO ASSIALE AGENTE

$N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$

$N_d = 3854.7 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

base $R_{b,cal \text{ med}} = 12188.5 \text{ (kN)}$

laterale $R_{s,cal \text{ med}} = 2114.0 \text{ (kN)}$

totale $R_{c,cal \text{ med}} = 14302.5 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

base $R_{b,cal \text{ min}} = 12188.5 \text{ (kN)}$

laterale $R_{s,cal \text{ min}} = 2114.0 \text{ (kN)}$

totale $R_{c,cal \text{ min}} = 14302.5 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal \text{ med}}/\xi_3 ; R_{b,cal \text{ min}}/\xi_4) = 7169.7 \text{ (kN)}$

$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal \text{ med}}/\xi_3 ; R_{s,cal \text{ min}}/\xi_4) = 1243.5 \text{ (kN)}$

$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 8413.2 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s$

$R_{c,d} = 5075.1 \text{ (kN)}$

$F_s = R_{c,d} / N_d$

$F_s = 1.32$

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

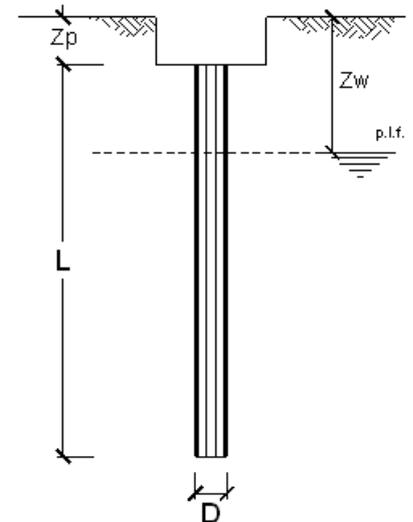
CANTIERE: PDV - Tratta 2B: PONTE TORRENTE LAVERDA COMPLANARE OPERA: SIS A1-M1-R1 $F_s = 1.79$

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 1.00 (m) Area del Palo (A_p): 0.785 (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (z_p): 1.10 (m) Quota falda dal p.c. (z_w): 10.60 (m)
 Carico Assiale Permanente (G): 4725.49 (kN) Carico Assiale variabile (Q): 0 (kN)
 Numero di strati 2 L_{palo} = 15.00 (m)

coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_b	γ_s	$\gamma_s \text{ traz}$
SLU	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25
	SISMA	○	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25
DM88	○	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista	●	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	

n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00



Ponte Laverda Complanare – Relazione di calcolo spalle

PARAMETRI MEDI

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	C'_{med} (kPa)	Φ'_{med} (°)	$C_{u,med}$ (kPa)
1	5.80	AL2	19.00	0.0	21.5	0.0
2	9.20	AL3	19.50	0.0	40.5	0.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0.63	0.39	0.00	0.00
0.35	0.85	0.00	0.00

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	C'_{min} (kPa)	Φ'_{min} (°)	$C_{u,min}$ (kPa)
1	5.80	AL2	19.00	0.0	21.5	0.0
2	9.20	AL3	19.50	0.0	40.5	0.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0.63	0.39	0.00	0.00
0.35	0.85	0.00	0.00

RISULTATI

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)				
			Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)	Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)
1	5.80	AL2	345.6					345.6				
2	9.20	AL3	1768.4	60.74	0.00	15518.9	12188.5	1768.4	60.74	0.00	15518.9	12188.5

CARICO ASSIALE AGENTE

$$N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$$

$$N_d = 4725.5 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

$$\text{base } R_{b,cal \text{ med}} = 12188.5 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s,cal \text{ med}} = 2114.0 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c,cal \text{ med}} = 14302.5 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

$$\text{base } R_{b,cal \text{ min}} = 12188.5 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s,cal \text{ min}} = 2114.0 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c,cal \text{ min}} = 14302.5 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal \text{ med}}/\xi_3 ; R_{b,cal \text{ min}}/\xi_4) = 7169.7 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal \text{ med}}/\xi_3 ; R_{s,cal \text{ min}}/\xi_4) = 1243.5 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 8413.2 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$R_{c,d} = R_{bk}/\gamma_b + R_{sk}/\gamma_s$$

$$R_{c,d} = 8413.2 \text{ (kN)}$$

$$F_s = R_{c,d} / N_d$$

$$F_s = 1.78$$

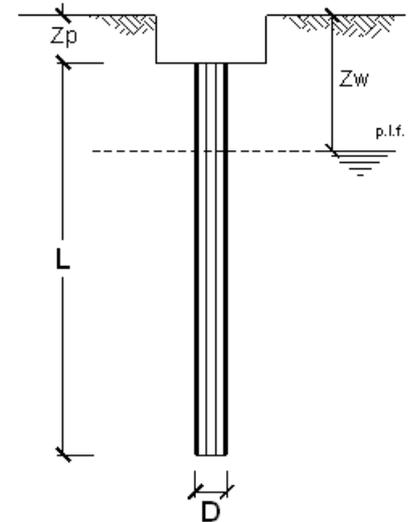
CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

CANTIERE: PDV - Tratta 2B: PONTE TORRENTE LAVERDA COMPLANARE **OPERA:** SIS A2-M1-R3 $F_s = 1.36$

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 1.00 (m) Area del Palo (A_p): 0.785 (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (z_p): 1.10 (m) Quota falda dal p.c. (z_w): 10.60 (m)
 Carico Assiale Permanente (G): 4725.49 (kN) Carico Assiale variabile (Q): 0 (kN)
 Numero di strati 2  L_{palo} = 15.00 (m)

coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale e di base			
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_b	γ_s	γ_s traz	
			γ_G	γ_Q				
SLU	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60	
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25	
	SISMA	○	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25	
DM88			○	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista			●	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

PARAMETRI MEDI

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	C' med (kPa)	φ med (°)	C _u med (kPa)
1	5.80	AL2	19.00	0.0	21.5	0.0
2	9.20	AL3	19.50	0.0	40.5	0.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.63	0.39	0.00	0.00
0.35	0.85	0.00	0.00

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	C' min (kPa)	φ min (°)	C _u min (kPa)
1	5.80	AL2	19.00	0.0	21.5	0.0
2	9.20	AL3	19.50	0.0	40.5	0.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.63	0.39	0.00	0.00
0.35	0.85	0.00	0.00

RISULTATI

Strato	Spess	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)				
			Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)	Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)
1	5.80	AL2	345.6					345.6				
2	9.20	AL3	1768.4	60.74	0.00	15518.9	12188.5	1768.4	60.74	0.00	15518.9	12188.5

CARICO ASSIALE AGENTE

$$N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$$

$$N_d = 4725.5 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

$$\text{base } R_{b;\text{cal med}} = 12188.5 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s;\text{cal med}} = 2114.0 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c;\text{cal med}} = 14302.5 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

$$\text{base } R_{b;\text{cal min}} = 12188.5 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s;\text{cal min}} = 2114.0 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c;\text{cal min}} = 14302.5 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b;\text{cal med}}/\xi_3 ; R_{b;\text{cal min}}/\xi_4) = 7169.7 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s;\text{cal med}}/\xi_3 ; R_{s;\text{cal min}}/\xi_4) = 1243.5 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 8413.2 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s$$

$$R_{c,d} = 6392.2 \text{ (kN)}$$

$$F_s = R_{c,d} / N_d$$

$$F_s = 1.35$$

5 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)	3103	2046	5	40
COMB SLU STR (A1) 2	Gruppo 1 Max Mt - (Vento carico)	3090	1716	5	40
COMB SLU STR (A1) 3	Gruppo 2a Max N - (Vento carico)	2778	1958	91	40
COMB SLU STR (A1) 4	Gruppo 2a Max Mt - (Vento carico)	2769	1710	91	40
COMB SLU STR (A1) 5	Gruppo 2b Max N - (Vento carico)	2778	1958	5	40
COMB SLU STR (A1) 6	Gruppo 2b Max Mt - (Vento carico)	2769	1710	5	40
COMB SLU STR (A1) 7	Vento scarico	1777	1694	5	31
COMB SLU STR (A1) 8	Vento carico - (Gruppo 1 Max N)	2806	1958	5	67
COMB SLU STR (A1) 9	Vento carico - (Gruppo 1 Max Mt)	2797	1710	5	67
COMB SLU STR (A1) 10	Att. Vinc. e Var. Term. - (Vento scarico)	1776	1689	9	18
COMB SLU STR (A1) 11	Att. Vinc. e Var. Term. - (Vento carico+Gr.1 max N)	2783	1953	9	40
COMB SLU STR (A1) 12	Att. Vinc. e Var. Term. - (Vento carico+Gr.1 max Mt)	2774	1706	9	40
COMB SLU GEO (A2) 13	Gruppo 1 Max N - (Vento carico)	2449	1554	4	35
COMB SLU GEO (A2) 14	Gruppo 1 Max Mt - (Vento carico)	2438	1273	4	35
COMB SLU GEO (A2) 15	Gruppo 2a Max N - (Vento carico)	2172	1479	77	35
COMB SLU GEO (A2) 16	Gruppo 2a Max Mt - (Vento carico)	2164	1268	77	35
COMB SLU GEO (A2) 17	Gruppo 2b Max N - (Vento carico)	2172	1479	4	35
COMB SLU GEO (A2) 18	Gruppo 2b Max Mt - (Vento carico)	2164	1268	4	35
COMB SLU GEO (A2) 19	Vento scarico	1319	1254	4	27
COMB SLU GEO (A2) 20	Vento carico - (Gruppo 1 Max N)	2197	1479	4	58
COMB SLU GEO (A2) 21	Vento carico - (Gruppo 1 Max Mt)	2189	1268	4	58
COMB SLU GEO (A2) 22	Att. Vinc. e Var. Term. - (Vento scarico)	1318	1250	7	16
COMB SLU GEO (A2) 23	Att. Vinc. e Var. Term. - (Vento carico+Gr.1 max N)	2176	1475	7	35
COMB SLU GEO (A2) 24	Att. Vinc. e Var. Term. - (Vento carico+Gr.1 max Mt)	2168	1264	7	35
COMB SLE RARA 25	Gruppo 1 Max N - (Vento carico)	2296	1515	4	27
COMB SLE RARA 26	Gruppo 1 Max Mt - (Vento carico)	2287	1270	4	27
COMB SLE RARA 27	Gruppo 2a Max N - (Vento carico)	2055	1450	68	27
COMB SLE RARA 28	Gruppo 2a Max Mt - (Vento carico)	2049	1266	68	27
COMB SLE RARA 29	Gruppo 2b Max N - (Vento carico)	2055	1450	4	27
COMB SLE RARA 30	Gruppo 2b Max Mt - (Vento carico)	2049	1266	4	27
COMB SLE RARA 31	Vento scarico	1316	1254	4	20
COMB SLE RARA 32	Vento carico - (Gruppo 1 Max N)	2074	1450	4	45
COMB SLE RARA 33	Vento carico - (Gruppo 1 Max Mt)	2067	1266	4	45
COMB SLE RARA 34	Att. Vinc. e Var. Term. - (Vento scarico)	1316	1250	7	12
COMB SLE RARA 35	Att. Vinc. e Var. Term. - (Vento carico+Gr.1 max N)	2059	1446	7	27
COMB SLE RARA 36	Att. Vinc. e Var. Term. - (Vento carico+Gr.1 max Mt)	2053	1262	7	27
COMB SLE FREQUENTE 37	Gruppo 1 Max N	2026	1451	4	0
COMB SLE FREQUENTE 38	Gruppo 1 Max Mt	2019	1267	4	0
COMB SLE FREQUENTE 39	Vento scarico	1307	1255	4	4
COMB SLE FREQUENTE 40	Att. Vinc. e Var. Term.	1306	1254	4	0
COMB SLE QUASI PERM 41		1305	1255	4	0
COMB SISMICA 42	(SISMA X preponderante SISMA Z+)	1379	1329	119	35
COMB SISMICA 43	(SISMA X preponderante SISMA Z-)	1231	1181	119	35
COMB SISMICA 44	(SISMA Y preponderante SISMA Z+)	1379	1329	38	115
COMB SISMICA 45	(SISMA Y preponderante SISMA Z-)	1231	1181	38	115
COMB SISMICA 46	(SISMA Z+ preponderante)	1553	1503	38	35
COMB SISMICA 47	(SISMA Z- preponderante)	1057	1007	38	35

Ponte Laverda Complanare – Relazione di calcolo spalle

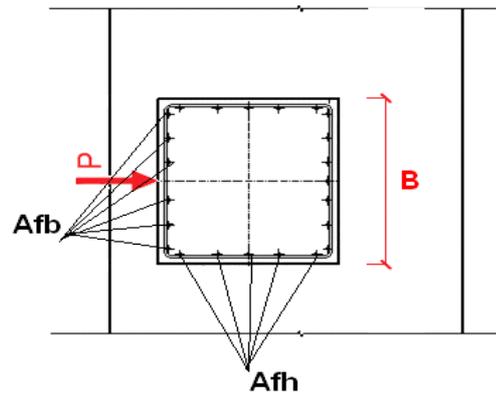
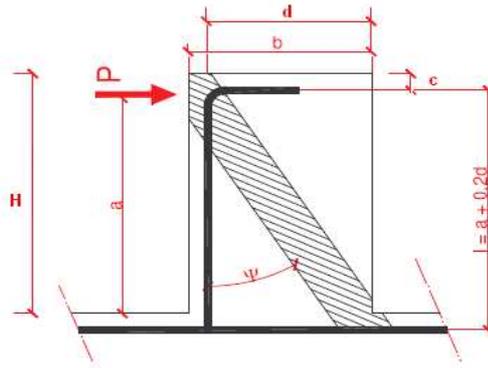
CALCESTRUZZO BAGGIOLO

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 _m	16	7	1 407
A _m			-

P	119	KN
H	0.56	m
b	0.9	m
B	0.9	m
c	0.04	m
d	0.86	m
a	0.56	m
l	0.73	m

(il Taglio si considera agente in testa alla mensola)

λ	0.95	
N _c	163.7890254	KN
N _t	83.24	KN
P _{c,Rd} (KN)	2115.92	VERIFICATO
P _{t,Rd} (KN)	582.33	VERIFICATO

Azione nella biella compressa

Azione nel tirante

Resistenza della biella compressa:

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

Resistenza dell'armatura tesa:

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

6 VERIFICA ISOLATORI E GIUNTI

6.1 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	0.300	S	1.114
F_0	2.379	η_{iso}	0.707
T_c^*	0.316	T_B	0.146
S_s	1.114	T_C	0.437
C_c	1.385	T_D	2.800
S_t	1.000	η_{cls}	1.000
q	1.414	ξ	5.000
		ξ_{iso}	15.000

$n_{i,spalla}$	4	(Numero di isolatori sulla spalla)
F su singolo isolatore	1300 kN	(Forza sul singolo isolatore) (Tipologia isolatore)
Δ	154 mm	
$K_{isol,orizz}$	0.816 kN/mm	(Rigidezza orizzontale isolatore)
n_{tot}	8	(Numero di isolatori sotto impalcato collegati)
K_{tot}	6.527 kN/mm	(Rigidezza tot. Sistema isolamento)
$mtot$	1.044 kNs ² /mm	(Massa tot. impalcato)
T	2.513	(Periodo proprio tot. impalcato)
	$T_c < T < T_d$	
$S_{e,orizz}(T)$	0.098 g	
H_{sis}	501 kN	(Forza sismica orizzontale sulla spalla)
$H_{sis, app}$	125 kN	(Forza sismica singolo isolatore)
Δ_{prog}	154 mm	(Spostamento max isolatore da progetto)
Δ_{isol}	200 mm	(Spostamento max isolatore da catalogo)

SLC - Isolatori

Spostamento garantito

6.2 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:

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

dove

Δ_{sisma} spostamento dovuto al sisma;

$\Delta_{dil.term}$ 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 $\psi=0.6$.

Ponte Laverda Complanare – Relazione di calcolo spalle

Combinazioni	$\Delta_{\text{long rara}}$ (mm)	$\Delta_{\text{travv rara}}$ (mm)	Δ_{termico} (mm)	$\Delta_{\text{long sisma}}$ (mm)	$\Delta_{\text{travv sisma}}$ (mm)	$\Delta_{\text{long tot}}$ (mm)	$\Delta_{\text{travv tot}}$ (mm)
Esercizio Rara	111	83	8.52	-	-	119.52	91.52
Sismica	-	-	8.52	154	154	65.86	65.86

	Escursione giunto (mm)
Longitudinale	240
Trasversale	190