

LIASON LYON - TURIN / COLLEGAMENTO TORINO - LIONE

Partie commune franco-italienne
Section transfrontalière

Parte comune italo-francese
Sezione transfrontaliera

NOUVELLE LIGNE LYON TURIN – NUOVA LINEA TORINO LIONE
PARTIE COMMUNE FRANCO-ITALIENNE – PARTE COMUNE ITALO-FRANCESE

REVISION DE L'AVANT-PROJET DE REFERENCE – REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO
CUP C11J05000030001

GENIE CIVIL – OPERE CIVILI

PLAINE DE SUSAS - PIANA DI SUSAS
INTERVENTIONS SUR LIGNE HISTORIQUE TURIN-SUSAS
INTERVENTI SU LINEA STORICA SUSAS-TORINO
DEVIATION PROVISOIRE LH - DEVIAZIONE PROVVISORIA LS

NOTE DE CALCUL PIEUX INTERVENTION SUR PONT EXISTANT SS25 –
RELAZIONE DI CALCOLO PALI INTERVENTO SU IMPALCATO ESISTENTE SS25

Indice	Date/ Data	Modifications / Modifiche	Etabli par / Concepito da	Vérifié par / Controllato da	Autorisé par / Autorizzato da
0	09/01/2013	Première diffusion / Prima emissione	G. VERGNANO (St. Quaranta)	M. RUSSO C. OGNIBENE	L. CHANTRON M. PANTALEO
A	08/02/2013	Révision suite aux commentaires LTF / Revisione a seguito commenti LTF	G. VERGNANO (St. Quaranta)	M. RUSSO C. OGNIBENE	L. CHANTRON M. PANTALEO

CODE DOC	P	D	2	C	3	A	T	S	3	1	5	3	0	A
	Phase / Fase		Sigle étude / Sigla			Émetteur / Emittente			Numero			Indice		

A	P	N	O	T
Statut / Stato		Type / Tipo		

ADRESSE GED INDIRIZZO GED	C3A	//	//	50	30	30	10	05
------------------------------	------------	----	----	-----------	-----------	-----------	-----------	-----------

ECHELLE / SCALA
-

Technimont
Civil Construction
Dott. Ing. Aldo Mancarella
Ordine Ingegneri Prov. TO n. 0271/R



LTF sas – 1091 Avenue de la Boisse – BP 80631 – F-73006 CHAMBERY CEDEX (France)
Tél. : +33 (0)4.79.68.56.50 – Fax : +33 (0)4.79.68.56.75
RCS Chambéry 439 556 952 – TVA FR 03439556952
Propriété LTF Tous droits réservés – Proprietà LTF Tutti i diritti riservati

Ce projet est cofinancé par l'Union européenne (DG-TREN)



Questo progetto è cofinanziato dall'Unione europea (TEN-T)

SOMMAIRE / INDICE

RESUME/RIASSUNTO	3
1. INTRODUZIONE	4
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	5
3. MATERIALI	5
4. PARAMETRI GEOTECNICI	6
5. PARAMETRI SISMICI	6
6. CRITERI DI PROGETTAZIONE PER LE AZIONI SISMICHE	8
7. COMBINAZIONI DI CALCOLO	9
7.1 Limiti di apertura fessura	10
7.2 Limiti tensionali	10
8. CARICHI IN FONDAZIONE	11
8.1 Spalla fissa	11
8.2 Spalla mobile	13
9. VERIFICHE GEOTECNICHE DEI PALI	15
9.1 Spalla fissa	16
9.2 Spalla mobile	16
10. VERIFICHE STRUTTURALI DEI PALI	17
10.1 Pali della spalla fissa	17
10.1.1 Verifica a fessurazione	18
10.1.2 Verifica tensionale	19
10.1.3 Verifica a pressoflessione	19
10.1.4 Verifica a taglio	19
10.2 Pali della spalla mobile	21
10.2.1 Verifica a fessurazione	22
10.2.2 Verifica tensionale	23
10.2.3 Verifica a pressoflessione	23
10.2.4 Verifica a taglio	23

LISTE DES FIGURES / INDICE DELLE FIGURE

Figura 1 – Spettri di risposta in accelerazione orizzontale	7
Figura 2 – Spettri di risposta in accelerazione verticale	8

LISTE DES TABLEAUX / INDICE DELLE TABELLE

Figura 1 – Spettri di risposta in accelerazione orizzontale	7
Figura 2 – Spettri di risposta in accelerazione verticale	8
Tabella 1 – parametri spettri di risposta in accelerazione orizzontale	7
Tabella 2 – parametri spettri di risposta in accelerazione verticale	7
Tabella 3 – coefficienti ψ	9
Tabella 4 – gruppi di carico	9

RESUME/RIASSUNTO

Le présent document contient la note de calcul du projet définitif de l'intervention nécessaire pour permettre le passage provisoire de la ligne ferroviaire historique Susa-Turin sur le viaduc routier existant de la SS25 sur l'autoroute A32.

La presente relazione di calcolo si riferisce alla progettazione definitiva di un intervento atto a consentire il transito provvisorio della linea Susa-Torino al di sopra del viadotto stradale esistente della SS25 sovrappassante l'autostrada A32.

1. INTRODUZIONE

La presente relazione di calcolo si riferisce alla progettazione definitiva di un intervento atto a consentire il transito provvisorio della linea Susa-Torino al di sopra del viadotto stradale sovrappassante l'autostrada A32. L'opera si inserisce nella progettazione della nuova linea Torino-Lione / Parte comune Italo-Francese/ Tratta in territorio italiano.

Al fine di mantenere attivo il collegamento della linea ferroviaria Susa-Torino durante la costruzione delle nuove opere inerenti la Stazione Internazionale e la viabilità ad esso collegata, è stata valutata la seguente soluzione che consente di deviare temporaneamente il transito dei convogli ferroviari sul viadotto attualmente adibito al traffico stradale consentendo così di risolvere l'interferenza con l'autostrada A32.

Il viadotto stradale esistente è costituito da un impalcato a cassone continuo su due luci di 45 metri; lo schema di vincolo è costituito da un unico appoggio fisso in corrispondenza della pila centrale e da una coppia di vincoli di cui uno mobile ed uno unidirezionale per ciascuna spalla.

L'intervento proposto consiste nel rimuovere la pavimentazione esistente e realizzare una nuova struttura in acciaio; i carichi verticali globali indotti dal transito dei treni, come dimostrato nella presente relazione, sono inferiori a quelli di progetto dell'opera stradale, mentre le azioni orizzontali (frenatura, avviamento, svio e sisma) sono superiori a quelle previste in sede di progetto; si è quindi intervenuto progettando una sovrastruttura in acciaio in grado di riprendere le azioni orizzontali statiche e sismiche su una luce di 102 metri. I binari sono collegati mediante traverse in legno appoggiate su longherine costituite da profili HEB 280 che appoggiano con una luce di 1.60 metri su traverse costituite da profili HEB500 aventi una luce di 6.80 metri; tale schema consente di trasferire le azioni verticali dalla mezzeria della sezione trasversale alle anime. Le traverse sono a loro volta appoggiate su due travi longitudinali alte 500mm costituite da una sezione a doppio T realizzata mediante piatti in acciaio saldato; tali travi longitudinali sono vincolate ogni 3.20 metri su opportuni appoggi che consentono il trasferimento delle sole azioni verticali; tali elementi di sostegno sono realizzati da appoggi in neoprene armato la cui faccia superiore (a contatto con l'acciaio) è realizzata in teflon. Le travi longitudinali pertanto trasferiscono i carichi provenienti dalla traverse agli appoggi verticali ed inoltre insieme alle crociere realizzano una trave reticolare in grado di trasferire le azioni agenti nel piano orizzontale ai vincoli disposti alle estremità della sovrastruttura.

Si prevede pertanto, al solo fine di vincolare la sovrastruttura in acciaio, la realizzazione di una nuova spalla Fissa su cui sono presenti due ritegni longitudinali (uno per ciascuna trave) ed un ritegno trasversale e di una nuova Spalla Mobile su cui è disposto il solo ritegno trasversale. Le spalle sono realizzate ciascuna mediante una traversa superiore appoggiata su una coppia di pali ϕ 1500mm lunghi 20 metri.

La seguente relazione riporta le verifiche delle nuove spalle su cui si scaricano tutte le azioni orizzontali della struttura ferroviaria in acciaio.

Unità di misura impiegate

- lunghezza [m]
- forze [kN]
- angoli [rad]
- tensioni [N/mm²]

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

PD2_C30_1113_50-01-00_10-01 – Consegna 44 – Norme tecniche – Quadro Normativo.

PD2_C30_1114_50-01-00_10-02 – Consegna 44 – Norme tecniche – Quadro Normativo - Allegati.

RFI DTC INC PO SP IFS 001 A - Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario

DM 14/01/08 - Norme tecniche per le costruzioni

Circolare n.617 del 02/02/2009 – Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al DM 14/01/08

Laddove la normativa vigente non fornisce indicazioni specifiche si è fatto riferimento alle disposizioni riportate dagli Eurocodici e dal Model Code 1990 CEB-FIP

Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo

- UNI EN 1992-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1992-2:2006 Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi

Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio

- UNI EN 1993-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1993-1-5:2007 Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra
- UNI EN 1993-1-8:2005 Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti
- UNI EN 1993-1-9:2005 Parte 1-9: Fatica
- UNI EN 1993-2:2007 Parte 2: Ponti di acciaio

Eurocodice 4 – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo

- UNI EN 1994-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1994-2:2006 Parte 2: Regole generali e regole per i ponti

Model Code 1990 CEB-FIP

3. MATERIALI

Calcestruzzo

$\nu = 0.20$	coefficiente di Poisson
$\alpha = 1.0 \times 10^5 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$	coefficiente di dilatazione termica

Pali

$R_{ck} \geq$	30.00 N/mm ²	resistenza caratteristica cubica
$E_c =$	31447.00 N/mm ²	modulo elastico
$f_{ck} =$	24.90 N/mm ²	resistenza caratteristica cilindrica
$f_{cd} =$	14.11 N/mm ²	resistenza a compressione di calcolo
$f_{ctm} =$	2.56 N/mm ²	resistenza a trazione caratteristica
$f_{ctk} =$	1.79 N/mm ²	resistenza a trazione caratteristica
$f_{ctd} =$	1.19 N/mm ²	resistenza a trazione di calcolo

Fondazioni

$R_{ck} \geq$	35.00 N/mm ²	resistenza caratteristica cubica
---------------	-------------------------	----------------------------------

Deviation provisoire LH – Note de calcul pieux intervention sur pont existant SS25

Deviazione provvisoria LS – Relazione di calcolo pali intervento su impalcato esistente SS25

$E_c =$	32588.00 N/mm ²	modulo elastico
$f_{ck} =$	29.05 N/mm ²	resistenza caratteristica cilindrica
$f_{cd} =$	16.46 N/mm ²	resistenza a compressione di calcolo
$f_{ctm} =$	2.83 N/mm ²	resistenza a trazione caratteristica
$f_{ctk} =$	1.98 N/mm ²	resistenza a trazione caratteristica
$f_{ctd} =$	1.32 N/mm ²	resistenza a trazione di calcolo

Acciaio per c.a.

B450C (ex Fe B 44 k)

$f_{tk} \geq 540.00$ N/mm² tensione caratteristica di snervamento

$f_{yk} = 450.00$ N/mm² tensione di snervamento di calcolo

$E_s = 200000.00$ N/mm² modulo elastico

$1.15 \leq (f_t / f_y)_k \leq 1.35$

f_y = singolo valore della tensione di snervamento rilevato sperimentalmente

f_t = singolo valore della tensione di rottura rilevato sperimentalmente

4. PARAMETRI GEOTECNICI

In base ai dati disponibili e coerentemente con le indicazioni della relazione geotecnica si assume cautelativamente:

Terreno di fondazione

$\gamma = 19.8$ kN/m³ peso di volume del terreno

$\varphi = 32^\circ$ angolo di attrito interno

Kwinkler = 20000 kN/m³ costante di sottofondo

Categoria C = depositi a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con $15 < N_{SPT\ 30} < 50$

Rilevati

$\gamma = 20$ kN/m³ peso di volume del terreno

$\varphi = 35^\circ$ angolo di attrito interno

5. PARAMETRI SISMICI

1) Classe d'uso e Periodo di riferimento

Essendo le opere strutture provvisorie si considera, secondo le indicazioni del par. 2.4.1. del DM 14/01/08, una vita nominale prevista è $V_N = 10$ anni, essendo l'opera in classe III, risulta un coefficiente d'uso $CU = 1.5$; in base alla norma si assume quindi un valore del periodo di riferimento di $V_R = 35$ anni.

2) Coefficienti sismici

I coefficienti sismici adottati sono quelli delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 14/01/2008

Categoria suolo = C

Zona 3

Condizioni topografiche = T1

Deviation provisoire LH – Note de calcul pieux intervention sur pont existant SS25

Deviazione provvisoria LS – Relazione di calcolo pali intervento su impalcato esistente SS25

Latitudine: 45,1377°

Longitudine: 7,074°

SPETTRI DI RISPOSTA ORIZZONTALI							
SLO		SLD		SLV		SLC	
C_C	1.757	C_C	1.741	C_C	1.647	C_C	1.628
a_g	0.040	a_g	0.043	a_g	0.118	a_g	0.151
S	1.500	S	1.500	S	1.500	S	1.476
F_O	2.442	F_O	2.434	F_O	2.451	F_O	2.476
T_B	0.123	T_B	0.125	T_B	0.140	T_B	0.144
T_C	0.369	T_C	0.376	T_C	0.421	T_C	0.431
T_D	1.758	T_D	1.773	T_D	2.073	T_D	2.204

Tabella 1 – parametri spettri di risposta in accelerazione orizzontale

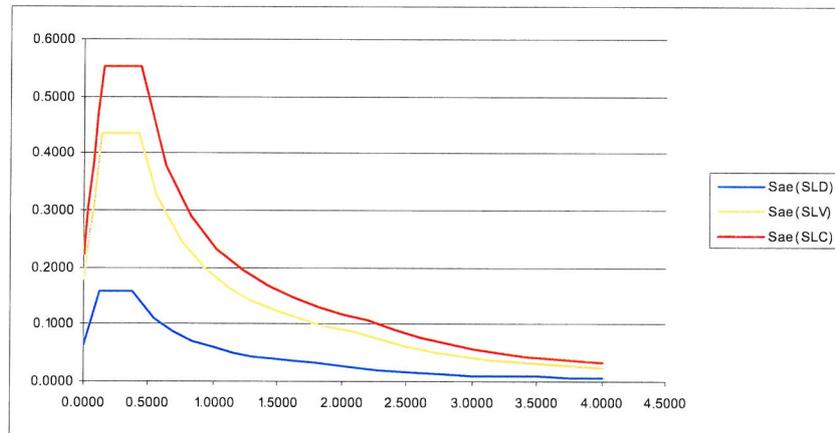


Figura 1 – Spettri di risposta in accelerazione orizzontale

SPETTRI DI RISPOSTA VERTICALI							
SLO		SLD		SLV		SLC	
a_g	0.040	a_g	0.043	a_g	0.118	a_g	0.151
S	1.000	S	1.000	S	1.000	S	1.000
F_V	0.656	F_V	0.684	F_V	1.137	F_V	1.299
T_B	0.050	T_B	0.050	T_B	0.050	T_B	0.050
T_C	0.150	T_C	0.150	T_C	0.150	T_C	0.150
T_D	1.000	T_D	1.000	T_D	1.000	T_D	1.000

Tabella 2 – parametri spettri di risposta in accelerazione verticale

Deviation provisoire LH – Note de calcul pieux intervention sur pont existant SS25
Deviazione provvisoria LS – Relazione di calcolo pali intervento su impalcato esistente SS25

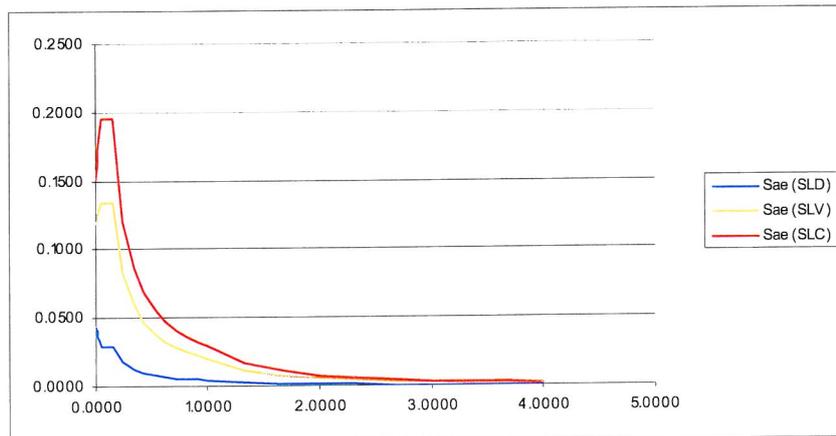


Figura 2 – Spettri di risposta in accelerazione verticale

3) Coefficiente di struttura

Il coefficiente di struttura è un dato di input definito dal progettista che stabilisce il livello di duttilità da dare alla struttura, e di conseguenza riduce lo spettro di progetto per il calcolo dell'azione sismica. La duttilità adottata viene poi garantita, in fase di verifica dell'elemento, applicando correttamente la sovrarresistenza richiesta dalla norma, il principio di gerarchia delle resistenze.

$$S_{ad} = S_{ae}/q$$

S_{ad} = accelerazione spettrale di progetto
 S_{ae} = accelerazione spettrale elastica
 q = coefficiente di struttura

6. CRITERI DI PROGETTAZIONE PER LE AZIONI SISMICHE

Non sono presenti elementi duttili pertanto il coefficiente sismico q adottato per la sovrastruttura e per il dimensionamento delle spalle è $q=1$ ovvero si è eseguita una analisi elastica.

Azione sismica sulle fondazioni

Con riferimento al punto 7.11.5.3.2 delle NT 2008, le fondazioni su pali andrebbero verificate considerando il moto sismico di riferimento al suolo, privo dell'ampificazione legata al periodo proprio della struttura. Tuttavia, vista la particolarità dell'opera, ed essendo i pali di fondazione realizzati per una buona parte all'interno di un rilevato, si ritiene più cautelativo considerare l'azione sismica amplificata per effetto delle oscillazioni dell'impalcato.

7. COMBINAZIONI DI CALCOLO

Nelle formule contenute nel presente paragrafo si assumono le seguenti abbreviazioni :

G_1 : Peso proprio

G_2 : Permanenti portati compiutamente definiti

G_B : Ballast

Q : Azioni Variabili

E : Azioni indotte dal sisma

A_d : Azioni eccezionali

ed i seguenti valori per i coefficienti ψ

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Gruppi di carico	gr1	0.80	0.80	0.00
	gr2	0.80	0.80	0.00
	gr3	0.80	0.80	0.00
	gr4	1.00	1.00	0.00
Vento	F_{wk}	0.60	0.50	0.00
Azioni termiche	T_k	0.60	0.60	0.50

Tabella 3 – coefficienti ψ

i gruppi di carico gr1÷gr4 sono definiti come :

TIPO DI CARICO Gruppo di carico	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale	Treno Scarico	Frenatura e Avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1	1.0		0.5 (0.0)	1.0 (0.0)	1.0 (0.0)	Massima azione verticale e laterale
Gruppo 2		1.0	0.0	1.0 (0.0)	1.0 (0.0)	stabilità laterale
Gruppo 3	1.0 (0.5)		1.0	0.5 (0.0)	0.5 (0.0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0.8		0.8	0.8	0.8	fessurazione singolo binario

Tabella 4 – gruppi di carico

COMBINAZIONE FONDAMENTALE (SLU)

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{GB} G_B + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum \gamma_{Qj} \psi_{0j} \times Q_{kj}$$

γ_{G1} : Carichi permanenti strutturali - favorevoli 1.00

- sfavorevoli 1.35

γ_{G2} : Carichi permanenti non strutturali - favorevoli 1.00

Deviation provisoire LH – Note de calcul pieux intervention sur pont existant SS25

Deviazione provvisoria LS – Relazione di calcolo pali intervento su impalcato esistente SS25

<i>(compiutamente definiti)</i>	- sfavorevoli 1.35
γ_B : Carichi indotti dal Ballast	- favorevoli 1.00
	- sfavorevoli 1.50
γ_Q : Carichi variabili da traffico	- favorevoli 0.00
	- sfavorevoli 1.45
γ_Q : Altri carichi variabili	- favorevoli 0.00
	- sfavorevoli 1.50

COMBINAZIONE SISMICA (SLU)

$$G_1 + G_2 + G_B + E + \sum \psi_{2j} \times Q_{ki}$$

$\psi_{2j} = 0.2$ per i carichi dovuti al transito dei convogli

COMBINAZIONE ECCEZIONALE (SLU)

$$G_1 + G_2 + G_B + A_d + \sum \psi_{2j} \times Q_{kj}$$

COMBINAZIONE CARATTERISTICA O RARA (SLE IRREVERSIBILI)

$$G_1 + G_2 + G_B + Q_{k1} + \sum \psi_{0j} \times Q_{kj}$$

COMBINAZIONE FREQUENTE (SLE REVERSIBILI)

$$G_1 + G_2 + G_B + \psi_{11} Q_{k1} + \sum \psi_{2j} \times Q_{kj}$$

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE (SLE DI LUNGO TERMINE)

$$G_1 + G_2 + G_B + \sum \psi_{2j} \times Q_{kj}$$

7.1 Limiti di apertura fessura

I limiti di apertura fessure richiesti dalla norma in combinazione rara di fessurazione sono i seguenti:

$w_1 = 0.2$ mm (condizioni aggressive, permanente contatto col terreno, zone non ispezionabili)

$w_2 = 0.3$ mm (condizioni ambientali ordinarie)

7.2 Limiti tensionali

I limiti tensionali da norma sono i seguenti

$\sigma_c < 0.55 f_{ck}$ CLS in combinazione caratteristica (rara)

$\sigma_c < 0.40 f_{ck}$ CLS in combinazione quasi permanente

$\sigma_a < 0.75 f_{yk}$ ACCIAIO in combinazione caratteristica (rara)

Deviation provisoire LH – Note de calcul pieux intervention sur pont existant SS25

Deviazione provvisoria LS – Relazione di calcolo pali intervento su impalcato esistente SS25

Le verifiche di esercizio in combinazione quasi-permanente sono state omesse in quanto non dimensionanti.

8. CARICHI IN FONDAZIONE

8.1 Spalla fissa

Per le azioni sismiche trasmesse dell'impalcato si fa riferimento alle disposizioni del paragrafo 7.2.5 della normativa e si considerano le seguenti forze applicate ai pali:

sisma X → $F_x = 1753 \text{ kN}$

sisma Y → $F_y = 686.7/2 = 343.4 \text{ kN}$

Carichi da impalcato

La seguente tabella riporta le azioni trasmesse dall'impalcato riferite al filo anteriore della trave cuscino in testa ai pali. I carichi mobili includono l'incremento dinamico. Per la determinazione delle azioni agenti sui pali, gli elementi della fondazione paralleli alle travi e ortogonali alla trave cuscino, a favore di sicurezza, sono stati considerati come sbalzi non poggianti sul terreno.

SPALLA FISSA	PUNTO APPLICAZIONE			AZIONI SULLA FONDAZIONE		
	X	Y	Z	Fx	Fy	Fz
IMPALCATO	[m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]
pp + perm	0.55	4.65	0.00	0.0	0.0	-125.00
attrito	0.55	4.65	0.00	-3.8	0.0	0
variabili	-0.09	4.65	0.00	0.0	0.0	-658.8
frenatura	1.25	4.65	0.00	-2244.0	0.0	0
vento	1.25	4.65	0.00	0.0	-307.3	0
serpeggio	1.25	4.65	0.00	0.0	-110	0

Di seguito si riportano le sollecitazioni ad intradosso platea di fondazione per i singoli carichi agenti, nonché le combinazioni di verifica.

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE	Fx	Fy	Fz	Mx*	Mx* stab	Mx* rib	My*	My* stab	My* rib
SPALLA FISSA	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
PESO PROPRIO SPALLA	0	0	-1256	-5842	-5842	0	696	696	0
pp + perm	0	0	-125	-581	-581	0	69	69	0
attrito	-4	0	0	0	0	0	0	0	0
variabili	0	0	-659	-3064	-3064	0	-60	-60	0
frenatura	-2244	0	0	0	0	0	0	0	0
vento	0	-307	0	0	0	0	0	0	0
serpeggio	0	-110	0	0	0	0	0	0	0
AZIONE DEL SISMA LONG. - VERT. (BASSO)	-1753	0	0	0	0	0	0	0	0
AZIONE DEL SISMA TRASV. - VERT.(BASSO)	0	-343	0	0	0	0	0	0	0

I momenti M_y^* M_x^* sono calcolati rispetto al filo anteriore e laterale della trave cuscino.

Deviation provisoire LH – Note de calcul pieux intervention sur pont existant SS25

Deviazione provvisoria LS – Relazione di calcolo pali intervento su impalcato esistente SS25

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE SPALLA FISSA	COMB (A1)						SIS (SLV)		COMB (A2)			FESSUR.		RARA		
	n.1	n.2	n.3	n.4	n.5	n.6	n.7	n.8	n.9	n.10	n.11	n.12	n.13	n.14	n.15	n.16
PESO PROPRIO SPALLA	1.00	1.35	1.00	1.35	1.00	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
pp + perm	1.00	1.35	1.00	1.35	1.00	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
attrito	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50			1.30	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
variabili			1.45	1.45	1.45	1.45	0.20	0.20		1.25	1.25		0.80		1.00	1.00
frenatura			1.45	1.45	0.73	0.73				1.25	0.63		0.80		1.00	0.50
vento			0.90	0.90	0.90	0.90				0.60	0.60		0.60		0.60	0.60
serpeggio			0.73	0.73	1.45	1.45				0.63	1.25		0.80		0.50	1.00
AZIONE DEL SISMA LONG. - VERT. (BASSO)							1.00									
AZIONE DEL SISMA TRASV. - VERT.(BASSO)								1.00								

Di seguito sono riportate le azioni ad intradosso fondazione per le verifiche di capacità portante dei pali. I momenti M_{xg}^* M_{yg}^* sono calcolati rispetto al baricentro della trave cuscino.

Il sistema di riferimento ha l'asse X secondo l'asse longitudinale del viadotto, l'asse Z rivolto verso l'alto ed infine l'asse Y trasversale a completare la terna destrorsa.

SPALLA FISSA Combinazione	F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	M _{xg} [*] (kNm)	M _{yg} [*] (kNm)
COMB.(STR -A1) - n°1	6	0	-1381	-0	962
COMB.(STR -A1) - n°2	6	0	-1865	0	1298
COMB.(STR -A1) - n°3	3259	356	-2337	-0	2244
COMB.(STR -A1) - n°4	3259	356	-2820	0	2580
COMB.(STR -A1) - n°5	1633	436	-2337	-0	2244
COMB.(STR -A1) - n°6	1633	436	-2820	0	2580
COMB.(SIS) - n°1	1753	0	-1513	-0	1139
COMB.(SIS) - n°2	0	343	-1513	-0	1139
COMB.(GEO - A2) - n°1	5	0	-1381	-0	962
COMB.(GEO - A2) - n°2	2810	253	-2205	0	2067
COMB.(GEO - A2) - n°3	1407	322	-2205	0	2067
COMB.(FESS) - n°1	4	0	-1381	-0	962
COMB.(FESS) - n°2	1799	272	-1908	0	1669
COMB.(RARA) - n°1	4	0	-1381	-0	962
COMB.(RARA) - n°2	2248	239	-2040	0	1846
COMB.(RARA) - n°3	1126	294	-2040	0	1846

Déviation provisoire LH – Note de calcul pieux intervention sur pont existant SS25

Deviazione provvisoria LS – Relazione di calcolo pali intervento su impalcato esistente SS25

8.2 Spalla mobile

Per le azioni sismiche trasmesse dell'impalcato si fa riferimento alle disposizioni del paragrafo 7.2.5 della normativa e si considerano le seguenti forze applicate ai pali:

sisma X → $F_x = 0$ kN

sisma Y → $F_y = 686.7/2 = 343.4$ kN

Carichi da impalcato

La seguente tabella riporta le azioni trasmesse dall'impalcato riferite al filo anteriore della trave cuscino in testa ai pali. I carichi mobili includono l'incremento dinamico. Per la determinazione delle azioni agenti sui pali, gli elementi della fondazione paralleli alle travi e ortogonali alla trave cuscino, a favore di sicurezza, sono stati considerati come sbalzi non poggianti sul terreno.

SPALLA MOBILE	PUNTO APPLICAZIONE			AZIONI SULLA FONDAZIONE		
	X [m]	Y [m]	Z [m]	F _x [kN]	F _y [kN]	F _z [kN]
IMPALCATO						
pp + perm	0.55	4.65	0.00	0.0	0.0	-125.00
attrito	0.55	4.65	0.00	-3.8	0.0	0
variabili	-0.09	4.65	0.00	0.0	0.0	-658.8
frenatura	1.25	4.65	0.00	0.0	0.0	0
vento	1.25	4.65	0.00	0.0	-307.3	0
serpeggio	1.25	4.65	0.00	0.0	-110	0

Di seguito si riportano le sollecitazioni ad intradosso platea di fondazione per i singoli carichi agenti, nonché le combinazioni di verifica.

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE SPALLA MOBILE	F _x [kN]	F _y [kN]	F _z [kN]	M _x * [kNm]	M _x * stab [kNm]	M _x * rib [kNm]	M _y * [kNm]	M _y * stab [kNm]	M _y * rib [kNm]
PESO PROPRIO SPALLA	0	0	-1256	-5842	-5842	0	696	696	0
pp + perm	0	0	-125	-581	-581	0	69	69	0
attrito	-4	0	0	0	0	0	0	0	0
variabili	0	0	-659	-3064	-3064	0	-60	-60	0
frenatura	0	0	0	0	0	0	0	0	0
vento	0	-307	0	0	0	0	0	0	0
AZIONE DEL SISMA LONG. - VERT. (BASSO)	0	0	0	0	0	0	0	0	0
AZIONE DEL SISMA TRASV. - VERT.(BASSO)	0	-343	0	0	0	0	0	0	0

I momenti M_y^* M_x^* sono calcolati rispetto al filo anteriore e laterale della trave cuscino.

Deviation provisoire LH – Note de calcul pieux intervention sur pont existant SS25

Deviazione provvisoria LS – Relazione di calcolo pali intervento su impalcato esistente SS25

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE SPALLA FISSA	COMB (A1)						SIS (SLV)		COMB (A2)			FESSUR.		RARA		
	n.1	n.2	n.3	n.4	n.5	n.6	n.7	n.8	n.9	n.10	n.11	n.12	n.13	n.14	n.15	n.16
PESO PROPRIO SPALLA	1.00	1.35	1.00	1.35	1.00	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
pp + perm	1.00	1.35	1.00	1.35	1.00	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
attrito	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50			1.30	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
variabili			1.45	1.45	1.45	1.45	0.20	0.20		1.25	1.25		0.80		1.00	1.00
frenatura			1.45	1.45	0.73	0.73				1.25	0.63		0.80		1.00	0.50
vento			0.90	0.90	0.90	0.90				0.60	0.60		0.60		0.60	0.60
serpeggio			0.73	0.73	1.45	1.45				0.63	1.25		0.80		0.50	1.00
AZIONE DEL SISMA LONG. - VERT. (BASSO)							1.00									
AZIONE DEL SISMA TRASV. - VERT. (BASSO)								1.00								

Di seguito sono riportate le azioni ad intradosso fondazione per le verifiche di capacità portante dei pali. I momenti M_{xg}^* M_{yg}^* sono calcolati rispetto al baricentro della trave cuscino.

Il sistema di riferimento ha l'asse X secondo l'asse longitudinale del viadotto, l'asse Z rivolto verso l'alto ed infine l'asse Y trasversale a completare la terna destrorsa.

SPALLA MOBILE Combinazione	F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	M _{xg} [*] (kNm)	M _{yg} [*] (kNm)
COMB.(STR -A1) - n°1	6	0	-1381	-0	962
COMB.(STR -A1) - n°2	6	0	-1865	0	1298
COMB.(STR -A1) - n°3	6	356	-2337	-0	2244
COMB.(STR -A1) - n°4	6	356	-2820	0	2580
COMB.(STR -A1) - n°5	6	436	-2337	-0	2244
COMB.(STR -A1) - n°6	6	436	-2820	0	2580
COMB.(SIS) - n°1	0	0	-1513	-0	1139
COMB.(SIS) - n°2	0	343	-1513	-0	1139
COMB.(GEO - A2) - n°1	5	0	-1381	-0	962
COMB.(GEO - A2) - n°2	5	253	-2205	0	2067
COMB.(GEO - A2) - n°3	5	322	-2205	0	2067
COMB.(FESS) - n°1	4	0	-1381	-0	962
COMB.(FESS) - n°2	4	272	-1908	0	1669
COMB.(RARA) - n°1	4	0	-1381	-0	962
COMB.(RARA) - n°2	4	239	-2040	0	1846
COMB.(RARA) - n°3	4	294	-2040	0	1846

I momenti M_{yg} sono legati all'eccentricità dei carichi dell'impalcato, le forze longitudinali F_x presenti sono prodotte solo dall'attrito.

9. Verifiche geotecniche dei pali

Per la determinazione della capacità portante dei pali si fa riferimento alle indicazioni riportate nella relazione geotecnica che danno per l'unità geotecnica Kb1 un valore di $N_{SPT}=67$. Per definire i valori della portata di base e di quella laterale la norma indica i seguenti coefficienti:

	ξ	γ_b	γ_s	Fs,base	Fs,lat
R1	1.4	1	1	1.4	1.4
R2	1.4	1.7	1.45	2.38	2.03

dove:

$\xi=1.4$ permette di determinare la resistenza caratteristica del palo R_k a partire da relazioni empiriche che utilizzano il risultato delle prove penetrometriche in sito N_{SPT} ;

γ_b, γ_s permettono di passare dal valore caratteristico R_k della resistenza al valore di calcolo R_d rispettivamente per la portata di base e la portata laterale.

Fs, base/lat = fattori di sicurezza complessivi da applicare alle portate determinate a partire dal valore di N_{SPT}

Facendo riferimento alle correlazioni empiriche relative a pali trivellati in terreni non coesivi si determinano cautelativamente i seguenti valori delle portate:

$$q_{bm} = 0.06 N_{SPT} = 4.02 \text{ MPa} = 4020 \text{ kPa} \quad \text{Reese- O'Neill (1988)}$$

$$q_{sm} = 1 N_{SPT} = 67 \text{ kPa} \quad \text{Meyerhof (1976)}$$

ottenendo quindi per le combinazioni di tipo STR (A1):

$$q_b = 4020/1.4 = 2870 \text{ kPa}$$

$$q_s = 67/1.4 = 47.85 \text{ kPa}$$

e per le combinazioni di tipo GEO (A2):

$$q_b = 4020/2.38 = 1689 \text{ kPa}$$

$$q_s = 67/2.03 = 33 \text{ kPa}$$

Deviation provisoire LH – Note de calcul pieux intervention sur pont existant SS25

Deviazione provvisoria LS – Relazione di calcolo pali intervento su impalcato esistente SS25

9.1 Spalla fissa

Le azioni vengono trasmesse ad una palificata costituita da 2 pali $\phi 1500$ lunghi 20 m. La tabella seguente riporta le azioni calcolate in testa ai pali nell'ipotesi di fondazione rigida, il carico verticale complessivo F_z include il peso proprio dei pali. Il momento M_{yg} viene applicato in testa al palo nelle verifiche strutturali.

SPALLA FISSA Comb	Fz (kN)	M_{xg} (kNm)	M_{yg} (kNm)	Pv1 (kN)	Pv2 (kN)
COMB.(STR -A1) - n°1	-3149	0	962	-1574	-1574
COMB.(STR -A1) - n°2	-4250	0	1298	-2125	-2125
COMB.(STR -A1) - n°3	-4104	0	2244	-2052	-2052
COMB.(STR -A1) - n°4	-5206	0	2580	-2603	-2603
COMB.(STR -A1) - n°5	-4104	0	2244	-2052	-2052
COMB.(STR -A1) - n°6	-5206	0	2580	-2603	-2603
COMB.(SIS) - n°1	-3280	0	1139	-1640	-1640
COMB.(SIS) - n°2	-3280	0	1139	-1640	-1640
COMB.(GEO - A2) - n°1	-3149	0	962	-1574	-1574
COMB.(GEO - A2) - n°2	-3972	0	2067	-1986	-1986
COMB.(GEO - A2) - n°3	-3972	0	2067	-1986	-1986

Si riportano di seguito i risultati della verifica più gravosa in combinazione di tipo A1 e A2.

Combinazioni di tipo STR (A1):

$$Q_b = q_b \times A_b = 2870 \times 1.767 = 5071 \text{ kN}$$

$$Q_s = q_s \times A_s = 47.85 \times 4.71 \times 20 = 4507 \text{ kN}$$

$$R_{d \text{ palo}} = Q_b + Q_s = 9578 \text{ kN} > 2603 \text{ kN}$$

Combinazioni di tipo GEO (A2):

$$Q_b = q_b \times A_b = 1689 \times 1.767 = 2984 \text{ kN}$$

$$Q_s = q_s \times A_s = 33 \times 4.71 \times 20 = 3108 \text{ kN}$$

$$R_{d \text{ palo}} = Q_b + Q_s = 6092 \text{ kN} > 1986 \text{ kN}$$

9.2 Spalla mobile

Le azioni verticali, rispetto alle quali si verifica la portanza del palo, sono identiche a quelle della spalla fissa.

Deviation provisoire LH – Note de calcul pieux intervention sur pont existant SS25

Deviazione provvisoria LS – Relazione di calcolo pali intervento su impalcato esistente SS25

10. Verifiche strutturali dei pali

Per le verifiche a SLU si sono considerate le sollecitazioni sui pali ottenute in combinazione STR-A1; per le verifiche a SLE si sono considerate le sollecitazioni sui pali ottenute in combinazione di Fessurazione e Rara, trascurando a favore di sicurezza il peso proprio del palo.

I pali sono stati considerati come una trave su suolo alla Winkler caricata da una forza concentrata in punta, la deformazione della trave immersa nel terreno è una sinusoide smorzata caratterizzata dal parametro L_o , lunghezza elastica del palo:

$$L_o = (4E_{cls}J_{palo}/E_{terr})^{1/4}$$

dove

E_{cls} = modulo elastico del calcestruzzo

J_{palo} = momento d'inerzia del palo

D = diametro del palo

k = modulo di Wilkler del terreno

E_{terr} = $k \times D$ modulo elastico del terreno

Data quindi F , forza agente in testa al palo, la massima sollecitazione flettente risulta:

$$M = F \times L_o / 2$$

In aggiunta si considera anche il momento flettente in testa M_{yg} ripartito sui pali.

10.1 Pali della spalla fissa

Rck palo	30	N/mm ²	Npali	2	
Ec palo	31447	N/mm ²	Lpalo	20	m
"	31447161.4	kN/m ²	Dpalo	1.5	m
			Jpalo	0.2485	m ⁴
K winkler	20000	kN/m ³	Lo	5.68	m
Es terreno	30000	kN/m ²			

SPALLA FISSA Comb	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	M _{xg} (kNm)	M _{yg} (kNm)	P _{max} (kN)	P _{min} (kN)	Fh palo (kN)	M palo (kNm)
COMB.(STR -A1) - n°1	6	0	-1381	0	962	-691	-691	3	489
COMB.(STR -A1) - n°2	6	0	-1865	0	1298	-932	-932	3	657
COMB.(STR -A1) - n°3	3259	356	-2337	0	2244	-1168	-1168	1639	5779
COMB.(STR -A1) - n°4	3259	356	-2820	0	2580	-1410	-1410	1639	5947
COMB.(STR -A1) - n°5	1633	436	-2337	0	2244	-1168	-1168	845	3522
COMB.(STR -A1) - n°6	1633	436	-2820	0	2580	-1410	-1410	845	3690
COMB.(SIS) - n°1	1753	0	-1513	0	1139	-757	-757	877	3059
COMB.(SIS) - n°2	0	343	-1513	0	1139	-757	-757	172	1057
COMB.(GEO - A2) - n°1	5	0	-1381	0	962	-691	-691	2	488
COMB.(GEO - A2) - n°2	2810	253	-2205	0	2067	-1102	-1102	1411	5041
COMB.(GEO - A2) - n°3	1407	322	-2205	0	2067	-1102	-1102	722	3084
COMB.(FESS) - n°1	4	0	-1381	0	962	-691	-691	2	486
COMB.(FESS) - n°2	1799	272	-1908	0	1669	-954	-954	910	3419
COMB.(RARA) - n°1	4	0	-1381	0	962	-691	-691	2	486
COMB.(RARA) - n°2	2248	239	-2040	0	1846	-1020	-1020	1130	4134
COMB.(RARA) - n°3	1126	294	-2040	0	1846	-1020	-1020	582	2576
COMB.(FESS) - n°2	1799	272	-1908	0	1669	-954	-954	910	3419
COMB.(RARA) - n°1	4	0	-1381	0	962	-691	-691	2	486
COMB.(RARA) - n°2	2248	239	-2040	0	1846	-1020	-1020	1130	4134
COMB.(RARA) - n°3	1126	294	-2040	0	1846	-1020	-1020	582	2576

Deviation provisoire LH – Note de calcul pieux intervention sur pont existant SS25

Deviazione provvisoria LS – Relazione di calcolo pali intervento su impalcato esistente SS25

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche relativamente alle sollecitazioni più gravose.

L'armatura disposta risulta:

per tutta la lunghezza del palo

88φ25 longitudinali

A taglio si dispongono:

per tutta la lunghezza del palo

staffe circolari chiuse φ16/20

in aggiunta

spilli (4+4)φ16/20

10.1.1 Verifica a fessurazione

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI				CALCESTRUZZO		ACCIAIO		
R_{ck}	= 30	N/mm ²	γ_{cs}	= 1.5	-	f_{ck}	= 450	N/mm ²
f_{ctk}	= 24.9	N/mm ²	f_{cm}	= 2.607	N/mm ²	f_{yk}	= 391.3	N/mm ²
f_{td}	= 14.11	N/mm ²	w_k	= 0.20	mm	β_1	= 1.0	
E	= 31447	N/mm ²				β_2	= 0.5	
v_1	= 0.403					σ_{acc}	= 337.5	N/mm ²
						Es	= 210000	N/mm ²

ϕ	= 25	diametro armatura
ρ_r	= 0.0522	percentuale di armatura nella zona efficace
dist e1-e2	= 0.221	m
c + $\phi/2$	= 0.0885	m

Elemento	Fessur. Sez. Fessurata			A	Tipo	X	CLS				ACCIAIO			
	#	N	MX				eps min	eps max	σ c min	σ c max	eps min	eps max	σ s min	σ s max
1.1	1	-690.7	486.2	0.0	TRAZ-COMPR.	0.82	-14.61	12.15	-1.46	0.00	-13.00	10.54	-19.50	15.81
1.1	2	-954.2	3418.8	0.0	TRAZ-COMPR.	0.59	-96.26	146.74	-9.63	0.00	-81.68	132.16	-122.52	198.24
1.1	3	-690.7	486.2	0.0	TRAZ-COMPR.	0.82	-14.61	12.15	-1.46	0.00	-13.00	10.54	-19.50	15.81
1.1	4	-690.7	486.2	0.0	TRAZ-COMPR.	0.82	-14.61	12.15	-1.46	0.00	-13.00	10.54	-19.50	15.81
1.1	5	-954.2	3418.8	0.0	TRAZ-COMPR.	0.59	-96.26	146.74	-9.63	0.00	-81.68	132.16	-122.52	198.24
1.1	6	-690.7	486.2	0.0	TRAZ-COMPR.	0.82	-14.61	12.15	-1.46	0.00	-13.00	10.54	-19.50	15.81
1.1	7	-954.2	3418.8	0.0	TRAZ-COMPR.	0.59	-96.26	146.74	-9.63	0.00	-81.68	132.16	-122.52	198.24

Elemento	Formazione Fessure Sezione :				Tipo	X	CLS				ACCIAIO			
	#	N	MX	MY			eps min	eps max	σ c min	σ c max	eps min	eps max	σ s min	σ s max
1.1	1	-690.7	1451.6	0.0	TRAZ-COMPR.	0.63	-41.46	57.41	-4.15	0.00	-35.52	51.48	-53.29	77.22
1.1	2	-954.2	1506.6	0.0	TRAZ-COMPR.	0.66	-43.47	55.63	-4.35	0.00	-37.52	49.68	-56.28	74.52
1.1	3	-690.7	1451.6	0.0	TRAZ-COMPR.	0.63	-41.46	57.41	-4.15	0.00	-35.52	51.48	-53.29	77.22
1.1	4	-690.7	1451.6	0.0	TRAZ-COMPR.	0.63	-41.46	57.41	-4.15	0.00	-35.52	51.48	-53.29	77.22
1.1	5	-954.2	1506.6	0.0	TRAZ-COMPR.	0.66	-43.47	55.63	-4.35	0.00	-37.52	49.68	-56.28	74.52
1.1	6	-690.7	1451.6	0.0	TRAZ-COMPR.	0.63	-41.46	57.41	-4.15	0.00	-35.52	51.48	-53.29	77.22
1.1	7	-954.2	1506.6	0.0	TRAZ-COMPR.	0.66	-43.47	55.63	-4.35	0.00	-37.52	49.68	-56.28	74.52

Elemento	Fessur. Sez. Fessurata			A	Tipo	X	teta	APERTURA FESSURE			
	#	N	MX					MY	K2	S _{rm}	e _{sm}
1.1	1	-690.7	486.2	0.0	TRAZ-COMPR.	0.82	90	0.84	130.20	0.00005	0.010
1.1	2	-954.2	3418.8	0.0	TRAZ-COMPR.	0.59	90	0.88	134.06	0.00088	0.200
1.1	3	-690.7	486.2	0.0	TRAZ-COMPR.	0.82	90	0.84	130.20	0.00005	0.010
1.1	4	-690.7	486.2	0.0	TRAZ-COMPR.	0.82	90	0.84	130.20	0.00005	0.010
1.1	5	-954.2	3418.8	0.0	TRAZ-COMPR.	0.59	90	0.88	134.06	0.00088	0.200
1.1	6	-690.7	486.2	0.0	TRAZ-COMPR.	0.82	90	0.84	130.20	0.00005	0.010
1.1	7	-954.2	3418.8	0.0	TRAZ-COMPR.	0.59	90	0.88	134.06	0.00088	0.200

N, MX, MY	sollecitazioni [kN], [kNm]
X	distanza asse neutro-lombo compresso
teta	rotazione asse neutro rispetto asse Y
eps min	deformazione minima del materiale ‰
eps max	deformazione massima del materiale ‰
σ min	tensione minima materiale N/mm ²
σ max	tensione massima materiale N/mm ²
k2	coefficiente per la forma del diagramma delle tensioni di trazione (1.0 trazione pura, 0.5 flessione pura)
k1 = 0.8	per barre ad aderenza migliorata
ρ_r	rapporto di armatura efficace
Es	modulo elastico dell'acciaio
σ_s	tensione dell'armatura tesa nella sezione fessurata
σ_{sr}	tensione dell'armatura tesa alla fessurazione
$\beta_1 = 1$	per barre ad aderenza migliorata
$\beta_2 = 0.5$	per carichi di lunga durata
$e_{sm} = \sigma_s / Es [1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2]$	deformazione media
$S_{rm} = 50 + 0.25 k_1 k_2 \phi / \rho_r$	distanza media finale tra le fessure [mm]
$wk = 1.7 S_{rm} e_{sm}$	ampiezza di calcolo fessure [mm]

Deviation provisoire LH – Note de calcul pieux intervention sur pont existant SS25

Deviazione provvisoria LS – Relazione di calcolo pali intervento su impalcato esistente SS25

10.1.2 Verifica tensionale

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI			
CALCESTRUZZO		ACCIAIO	
R _{ck} =	30 N/mm ²	γ _{cl} =	1.5 -
f _{ck} =	24.9 N/mm ²	f _{yk} =	450 N/mm ²
f _{td} =	14.11 N/mm ²	f _{cm} =	2.607 N/mm ²
E =	31447 N/mm ²	f _{sd} =	391.3 N/mm ²
ν _i =	0.403 -	σ _{cl} =	13.70 N/mm ²
		σ _{acc} =	337.5 N/mm ²

Elemento	Rara	Sez. Fessurata			Tipo	X	CLS				ACCIAIO			
		#	N	MX			MY	eps min	eps max	σ c min	σ c max	eps min	eps max	σ s min
1.1	1	-690.7	486.2	0.0	TRAZ-COMPR.	0.82	-14.61	12.15	-1.46	0.00	-13.00	10.54	-19.50	15.81
1.1	2	-1020.1	4133.6	0.0	TRAZ-COMPR.	0.59	-116.09	179.74	-11.61	0.00	-98.34	161.99	-147.51	242.98
1.1	3	-690.7	486.2	0.0	TRAZ-COMPR.	0.82	-14.61	12.15	-1.46	0.00	-13.00	10.54	-19.50	15.81
1.1	4	-690.7	486.2	0.0	TRAZ-COMPR.	0.82	-14.61	12.15	-1.46	0.00	-13.00	10.54	-19.50	15.81
1.1	5	-1020.1	4133.6	0.0	TRAZ-COMPR.	0.59	-116.09	179.74	-11.61	0.00	-98.34	161.99	-147.51	242.98
1.1	6	-690.7	486.2	0.0	TRAZ-COMPR.	0.82	-14.61	12.15	-1.46	0.00	-13.00	10.54	-19.50	15.81
1.1	7	-1020.1	4133.6	0.0	TRAZ-COMPR.	0.59	-116.09	179.74	-11.61	0.00	-98.34	161.99	-147.51	242.98

N, MX, MY sollecitazioni [kN], [kNm]
 X distanza asse neutro-lesbo compresso
 teta rotazione asse neutro rispetto asse Y
 eps min deformazione minima del materiale ‰
 eps max deformazione massima del materiale ‰
 σ min tensione minima materiale N/mm²
 σ max tensione massima materiale N/mm²

10.1.3 Verifica a pressoflessione

U = combinazione a stato limite ultimo statico
 S = combinazione a stato limite ultimo sismico

Inviluppo	Combo	Nsd	Mxsd	Mysd	X	Ang.	Nrd	Mxrd	Myrd	epscls	epsacc	f.s. x	f.s. y
U	5	-1168.3	5779	0	0.60	90.00	-1168.30	8795.3	0.00	-3.50	6.20	1.52	
U	6	-1168.3	5779	0	0.60	90.00	-1168.30	8795.3	0.00	-3.50	6.20	1.52	
U	7	-1410	5947.3	0	0.61	90.00	-1410.00	8856.7	0.00	-3.50	6.07	1.49	
U	8	-1410	5947.3	0	0.61	90.00	-1410.00	8856.7	0.00	-3.50	6.07	1.49	
S	1	-756.6	3059.2	0	0.60	90.00	-757	8687.9	0	-3.50	6.42	2.84	
S	3	-756.6	1057	0	0.68	90.00	-756.60	8687.9	0.00	-3.50	6.42	8.22	

10.1.4 Verifica a taglio

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI			
CALCESTRUZZO		ACCIAIO	
R _{ck} =	30 N/mm ²	γ _{cl} =	1.5 -
f _{ck} =	24.9 N/mm ²	f _{yk} =	450 N/mm ²
f _{td} =	14.11 N/mm ²	f _{cm} =	2.607 N/mm ²
E =	31447 N/mm ²	f _{sd} =	391.3 N/mm ²
ν _i =	0.403 -		

SEZIONE	A	Elemento	N	VY	VX	T	MY	MX
Max V2	slu statico	1.1	-1168.3	1639.4	0.0	0.0	0.0	5779.0
Min V2	slu statico	1.1	-690.7	2.8	0.0	0.0	0.0	488.9
Max V3	slu statico	1.1	-1168.3	1639.4	0.0	0.0	0.0	5779.0

A favore di sicurezza si considera la sezione quadrata inscritta nella circonferenza.

Deviation provisoire LH – Note de calcul pieux intervention sur pont existant SS25

Deviazione provvisoria LS – Relazione di calcolo pali intervento su impalcato esistente SS25

CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE

B (dir Y)	1.10	m	As tesa	f_{eq}	(c+f/2)	
H	1.10	m	cm ²	mm	cm	
Ac	12100	cm ²	108.0	25	4.25	<i>armatura dir. Y</i>
Ak	6806	cm ²	108.0	25	4.25	<i>armatura dir. X</i>
uk	330	cm	As totale			
t	28	cm	cm ²			
ρ _{proferro} =	30	mm	432.1	2.45%	Ac	

	k	v min	ro
VY	1.435	0.300	0.0093
VX	1.435	0.300	0.0093

Elemento	N (KN)	VY (KN)	T (KNm)	c+φ/2 (cm)	b (cm)	d (cm)	As,disp. (cm ²)	σ _{cp} (N/mm ²)	alfa (-)	TAGLIO				
										Vrd1 (KN)	Staffe ?	θ (°)	Vred (KN)	As/s (cm ² /m)
1.1	-1168	1639.4	0	4.25	110	105.8	108.0	-0.97	1.07	739.1	SI	45	3945.7	44.02
1.1	-691	2.8	0	4.25	110	105.8	108.0	-0.57	1.04	670.22	no	45	3842.4	0.00
1.1	-1168	1639.4	0	4.25	110	105.8	108.0	-0.97	1.07	739.1	SI	45	3945.7	44.02

Deviation provisoire LH – Note de calcul pieux intervention sur pont existant SS25

Deviazione provvisoria LS – Relazione di calcolo pali intervento su impalcato esistente SS25

10.2 Pali della spalla mobile

Rck palo	30	N/mm ²	Npali	2	
Ec palo	31447	N/mm ²	Lpalo	20	m
"	31447161.4	kN/m ²	Dpalo	1.5	m
			Jpalo	0.2485	m ⁴
K winkler	20000	kN/m ³	Lo	5.68	m
Es terreno	30000	kN/m ²			

SPALLA FISSA	Fx	Fy	Fz	Mxg	Myg	Pmax	Pmin	Fh palo	M palo
Comb	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)
COMB.(STR -A1) - n°1	6	0	-1381	0	962	-691	-691	3	489
COMB.(STR -A1) - n°2	6	0	-1865	0	1298	-932	-932	3	657
COMB.(STR -A1) - n°3	6	356	-2337	0	2244	-1168	-1168	178	1628
COMB.(STR -A1) - n°4	6	356	-2820	0	2580	-1410	-1410	178	1796
COMB.(STR -A1) - n°5	6	436	-2337	0	2244	-1168	-1168	218	1741
COMB.(STR -A1) - n°6	6	436	-2820	0	2580	-1410	-1410	218	1910
COMB.(SIS) - n°1	0	0	-1513	0	1139	-757	-757	0	569
COMB.(SIS) - n°2	0	343	-1513	0	1139	-757	-757	172	1057
COMB.(GEO - A2) - n°1	5	0	-1381	0	962	-691	-691	2	488
COMB.(GEO - A2) - n°2	5	253	-2205	0	2067	-1102	-1102	127	1393
COMB.(GEO - A2) - n°3	5	322	-2205	0	2067	-1102	-1102	161	1491
COMB.(FESS) - n°1	4	0	-1381	0	962	-691	-691	2	486
COMB.(FESS) - n°2	4	272	-1908	0	1669	-954	-954	136	1221
COMB.(RARA) - n°1	4	0	-1381	0	962	-691	-691	2	486
COMB.(RARA) - n°2	4	239	-2040	0	1846	-1020	-1020	120	1263
COMB.(RARA) - n°3	4	294	-2040	0	1846	-1020	-1020	147	1341
COMB.(FESS) - n°2	4	272	-1908	0	1669	-954	-954	136	1221
COMB.(RARA) - n°1	4	0	-1381	0	962	-691	-691	2	486
COMB.(RARA) - n°2	4	239	-2040	0	1846	-1020	-1020	120	1263
COMB.(RARA) - n°3	4	294	-2040	0	1846	-1020	-1020	147	1341

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche relativamente alle sollecitazioni più gravose.

L'armatura disposta risulta:

per tutta la lunghezza del palo

36φ25 longitudinali

A taglio si dispongono:

per tutta la lunghezza del palo

staffe circolari chiuse φ16/20

in aggiunta

spilli (2+2)φ16/20

Deviation provisoire LH – Note de calcul pieux intervention sur pont existant SS25

Deviazione provvisoria LS – Relazione di calcolo pali intervento su impalcato esistente SS25

10.2.1 Verifica a fessurazione

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

CALCESTRUZZO				ACCIAIO			
R _{ck} = 30	N/mm ²	γ _{Cts} = 1.5	-	f _{yk} = 450	N/mm ²	σ _{acc} = 337.5	N/mm ²
f _{ck} = 24.9	N/mm ²	f _{ctm} = 2.607	N/mm ²	f _{yk} = 391.3	N/mm ²	Es = 210000	N/mm ²
f _{cd} = 14.11	N/mm ²	wk = 0.20	mm	β ₁ = 1.0			
E = 31447	N/mm ²			β ₂ = 0.5			
v _i = 0.403	-						

φ = 25	diametro armatura	
ρ _r = 0.0193	percentuale di armatura nella zona efficace	
dist ε1-ε2 = 0.221	m	altezza zona efficace
c + φ/2 = 0.0885	m	

Fessur. Sez. Fessurata								CLS				ACCIAIO			
Elemento	#	N	MX	MY	Tipo	X	teta	eps min	eps max	σ c min	σ c max	eps min	eps max	σ s min	σ s max
2.1	1	-690.7	486.2	0.0	TRAZ-COMPR.	0.72	90	-20.35	22.09	-2.04	0.00	-17.80	19.54	-26.7	29.3
2.1	2	-954.2	1221.4	0.0	TRAZ-COMPR.	0.58	90	-52.78	84.01	-5.28	0.00	-44.57	75.81	-66.9	113.7
2.1	3	-690.7	486.2	0.0	TRAZ-COMPR.	0.72	90	-20.35	22.09	-2.04	0.00	-17.80	19.54	-26.7	29.3
2.1	4	-690.7	486.2	0.0	TRAZ-COMPR.	0.72	90	-20.35	22.09	-2.04	0.00	-17.80	19.54	-26.7	29.3
2.1	5	-954.2	1221.4	0.0	TRAZ-COMPR.	0.58	90	-52.78	84.01	-5.28	0.00	-44.57	75.81	-66.9	113.7
2.1	6	-690.7	486.2	0.0	TRAZ-COMPR.	0.72	90	-20.35	22.09	-2.04	0.00	-17.80	19.54	-26.7	29.3
2.1	7	-954.2	1221.4	0.0	TRAZ-COMPR.	0.58	90	-52.78	84.01	-5.28	0.00	-44.57	75.81	-66.9	113.7

Formazione Fessure Sezione : B								CLS				ACCIAIO			
Elemento	#	N	MX	MY	Tipo	X	teta	eps min	eps max	σ c min	σ c max	eps min	eps max	σ s min	σ s max
2.1	1	-690.7	1191.5	0.0	TRAZ-COMPR.	0.54	90	-51.80	91.82	-5.18	0.00	-43.19	83.21	-64.8	124.8
2.1	2	-954.2	1244.2	0.0	TRAZ-COMPR.	0.58	90	-53.79	86.30	-5.38	0.00	-45.39	77.89	-68.1	116.8
2.1	3	-690.7	1191.5	0.0	TRAZ-COMPR.	0.54	90	-51.80	91.82	-5.18	0.00	-43.19	83.21	-64.8	124.8
2.1	4	-690.7	1191.5	0.0	TRAZ-COMPR.	0.54	90	-51.80	91.82	-5.18	0.00	-43.19	83.21	-64.8	124.8
2.1	5	-954.2	1244.2	0.0	TRAZ-COMPR.	0.58	90	-53.79	86.30	-5.38	0.00	-45.39	77.89	-68.1	116.8
2.1	6	-690.7	1191.5	0.0	TRAZ-COMPR.	0.54	90	-51.80	91.82	-5.18	0.00	-43.19	83.21	-64.8	124.8
2.1	7	-954.2	1244.2	0.0	TRAZ-COMPR.	0.58	90	-53.79	86.30	-5.38	0.00	-45.39	77.89	-68.1	116.8

Fessur. Sez. Fessurata					APERTURA FESSURE			
Elemento	#	N	MX	MY	k2	S _m	ε _{sm}	wk
2.1	1	-690.7	486.2	0.0	0.86	272.39	0.00008	0.039
2.1	2	-954.2	1221.4	0.0	0.88	277.99	0.00032	0.154
2.1	3	-690.7	486.2	0.0	0.86	272.39	0.00008	0.039
2.1	4	-690.7	486.2	0.0	0.86	272.39	0.00008	0.039
2.1	5	-954.2	1221.4	0.0	0.88	277.99	0.00032	0.154
2.1	6	-690.7	486.2	0.0	0.86	272.39	0.00008	0.039
2.1	7	-954.2	1221.4	0.0	0.88	277.99	0.00032	0.154

Formazione Fessure Sezione : B				
Elemento	#	N	MX	MY
2.1	1	-690.7	1191.5	0.0
2.1	2	-954.2	1244.2	0.0
2.1	3	-690.7	1191.5	0.0
2.1	4	-690.7	1191.5	0.0
2.1	5	-954.2	1244.2	0.0
2.1	6	-690.7	1191.5	0.0
2.1	7	-954.2	1244.2	0.0

- N, MX, MY sollecitazioni [kN], [kNm]
 X distanza asse neutro-lombo compresso
 teta rotazione asse neutro rispetto asse Y
 eps min deformazione minima del materiale ‰
 eps max deformazione massima del materiale ‰
 σ min tensione minima materiale N/mm²
 σ max tensione massima materiale N/mm²
- k2 coefficiente per la forma del diagramma delle tensioni di trazione (1.0 trazione pura, 0.5 flessione p)
 k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata
 ρ_r rapporto di armatura efficace
 Es modulo elastico dell'acciaio
 σ_s tensione dell'armatura tesa nella sezione fessurata
 σ_{sr} tensione dell'armatura tesa alla fessurazione
 β1 = 1 per barre ad aderenza migliorata
 β2 = 0.5 per carichi di lunga durata
- ε_{sm} = σ_s/Es [1-β1β2(σ_{sr}/σ_s)²] deformazione media
 S_m = 50 + 0.25 k1k2 φ/ρ_r distanza media finale tra le fessure [mm]
 wk = 1.7 S_m ε_{sm} ampiezza di calcolo fessure [mm]

Deviation provisoire LH – Note de calcul pieux intervention sur pont existant SS25

Deviazione provvisoria LS – Relazione di calcolo pali intervento su impalcato esistente SS25

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

CALCESTRUZZO				ACCIAIO			
R _{ck} =	30	N/mm ²	γ _{cls} =	1.5	-	f _{yk} =	450 N/mm ²
f _{ck} =	24.9	N/mm ²	f _{cm} =	2.607	N/mm ²	f _{yd} =	391.3 N/mm ²
f _{td} =	14.11	N/mm ²	σ _{cls} =	13.70	N/mm ²		
E =	31447	N/mm ²					
v ₁ =	0.403	-				σ _{acc} :	337.5 N/mm ²

10.2.2 Verifica tensionale

Elemento	Rara Sez. Fessurata			B			CLS				ACCIAIO			
	#	N	MX	MY	Tipo	X	eps min	eps max	σ c min	σ c max	eps min	eps max	σ s min	σ smax
2.1	1	-690.7	486.2	0.0	TRAZ-COMPR.	0.72	-20.35	22.09	-2.04	0.00	-17.80	19.54	-26.71	29.32
2.1	2	-1020.1	1262.9	0.0	TRAZ-COMPR.	0.58	-54.52	85.53	-5.45	0.00	-46.11	77.12	-69.17	115.69
2.1	3	-690.7	486.2	0.0	TRAZ-COMPR.	0.72	-20.35	22.09	-2.04	0.00	-17.80	19.54	-26.71	29.32
2.1	4	-690.7	486.2	0.0	TRAZ-COMPR.	0.72	-20.35	22.09	-2.04	0.00	-17.80	19.54	-26.71	29.32
2.1	5	-1020.1	1341.0	0.0	TRAZ-COMPR.	0.57	-57.99	93.35	-5.80	0.00	-48.91	84.27	-73.36	126.40
2.1	6	-690.7	486.2	0.0	TRAZ-COMPR.	0.72	-20.35	22.09	-2.04	0.00	-17.80	19.54	-26.71	29.32
2.1	7	-1020.1	1341.0	0.0	TRAZ-COMPR.	0.57	-57.99	93.35	-5.80	0.00	-48.91	84.27	-73.36	126.40

N, MX, MY sollecitazioni [kN], [kNm]
 X distanza asse neutro-lembo compresso
 teta rotazione asse neutro rispetto asse Y
 eps min deformazione minima del materiale ‰
 eps max deformazione massima del materiale ‰
 σ min tensione minima materiale N/mm²
 σ max tensione massima materiale N/mm²

10.2.3 Verifica a pressoflessione

U = combinazione a stato limite ultimo statico
 S = combinazione a stato limite ultimo sismico

Involuppo	Combo	Nsd	Mxsd	Mysd	X	Ang.	Nrd	Mxrd	Myrd	epscls	epsacc	f.s. x	f.s. y
U	5	-1168.3	1627.9	0	0.57	90.00	-1168.30	4450.1	0.00	-3.50	9.19	2.73	
U	7	-1410	1796.2	0	0.59	90.00	-1410.00	4545.2	0.00	-3.50	8.83	2.53	
U	9	-1168.3	1741.2	0	0.57	90.00	-1168.30	4450.1	0.00	-3.50	9.19	2.56	
U	11	-1410	1909.5	0	0.58	90.00	-1410	4545.2	0	-3.50	8.83	2.38	
S	1	-756.6	569.3	0	0.70	90.00	-757	4283.4	0	-3.50	9.83	7.52	
S	3	-756.6	1057	0	0.57	90.00	-756.60	4283.4	0.00	-3.50	9.83	4.05	

10.2.4 Verifica a taglio

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

CALCESTRUZZO				ACCIAIO			
R _{ck} =	30	N/mm ²	γ _{cls} =	1.5	-	f _{yk} =	450 N/mm ²
f _{ck} =	24.9	N/mm ²	f _{cm} =	2.607	N/mm ²	f _{yd} =	391.3 N/mm ²
f _{td} =	14.11	N/mm ²					
E =	31447	N/mm ²					
v ₁ =	0.403	-					

SEZIONE	B	Elemento	N	VY	VX	T	MY	MX
Max V2	slu statico	2.1	-1168.3	218.1	0.0	0.0	0.0	1741.2
Min V2	slu statico	2.1	-756.6	0.0	0.0	0.0	0.0	569.3
Max V3	slu statico	2.1	-1168.3	218.1	0.0	0.0	0.0	1741.2

A favore di sicurezza si considera la sezione quadrata inscritta nella circonferenza.

Deviation provisoire LH – Note de calcul pieux intervention sur pont existant SS25

Deviazione provvisoria LS – Relazione di calcolo pali intervento su impalcato esistente SS25

CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE

B (dir Y)	1.10	m	As tesa	f_{eq}	(c+f/2)	
H	1.10	m	cm ²	mm	cm	
Ac	12100	cm ²	44.2	25	4.25	armatura dir. Y
Ak	6806	cm ²	44.2	25	4.25	armatura dir. X
uk	330	cm	As totale			
t	28	cm	cm ²			
Copriferro =	30	mm	176.8	1.00%	Ac	

	k	v min	ro
VY	1.435	0.300	0.0038
VX	1.435	0.300	0.0038

Elemento	N (KN)	VY (KN)	T (KNm)	c+ ϕ /2 (cm)	b (cm)	d (cm)	As,disp. (cm ²)	σ_{cp} (N/mm ²)	alfa (-)	TAGLIO				
										Vrd1 (KN)	Staffe ?	θ (°)	Vred (KN)	As/s (cm ² /m)
2.1	-1168	218.1	0	4.25	110	105.8	44.2	-0.97	1.07	592.1	no	45	3945.7	0.00
2.1	-757	0.0	0	4.25	110	105.8	44.2	-0.63	1.04	532.70	no	45	3856.7	0.00
2.1	-1168	218.1	0	4.25	110	105.8	44.2	-0.97	1.07	592.1	no	45	3945.7	0.00