NUOVA LINEA TORINO LIONE
PARTE COMUNE ITALO FRANCESE - TRATTA IN TERRITORIO ITALIANO
CUP C11J05000030001

Tecnimont
Dott. Ing. Aldo Mancarella
Ordine Ingegneri Prov. TO n. 6271 R

PROGETTO PRELIMINARE IN VARIANTE

PLAINE DE SUSA – VIABILITE / PIANA DI SUSA – VIABILITÀ
VIABILITE DE LA GARE – TABLIER SUR POTEAUX
CRITERES DE DIMENSIONNEMENT PRELIMINAIRE DES STRUCTURES
VIABILITÀ DI STAZIONE – IMPALCATO SU PILASTRI
CRITERI DI DIMENSIONAMENTO PRELIMINARE DELLE STRUTTURE

Indice	Date / Data	Modifications / Modifiche	Etabli par / Concepito da	Vérifié par / Controllato da	Autorisé par / Autorizzato da
0	25/06/2010	PRIMA DIFFUSIONE / PREMIERE DIFFUSION	G. VERGNANO (ST. QUARANTA)	M. RUSSO C. OGNIBENE	L. CHANTRON A. MANCARELLA
A	09/07/2010	PASSAGE AU STATUT AP / PASSAGGIO ALLO STATO AP	G. VERGNANO (ST. QUARANTA)	M. RUSSO C. OGNIBENE	L. CHANTRON A. MANCARELLA

N° Doc	P	P	2	C	3	A	T	S	3	0	7	0	5	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	70	14	10	03

ECHELLE / SCALA
-

LYON TURIN FERROVIAIRE

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) 4.79.68.56.59
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

1	**INTRODUZIONE**	**3**
2	**DESCRIZIONE OPERA**	**4**
3	**NORMATIVE DI RIFERIMENTO**	**5**
4	**MATERIALI**	**6**
5	**PARAMETRI SISMICI**	**7**
6	**CRITERI DI PROGETTAZIONE PER LE AZIONI SISMICHE**	**9**
7	**DIMENSIONAMENTO IMPALCATO**	**10**
7.1	**CARICHI**	**10**
7.2	**VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI E DI ESERCIZIO**	**10**
7.2.1	**Coefficienti di Combinazione a Stato Limite Ultimo**	**10**
7.2.2	**Soletta in corrispondenza carreggiata stradale**	**10**
7.2.3	**Soletta in corrispondenza pista ciclabile**	**11**
7.2.4	**Trave trasversale**	**12**
7.2.5	**Trave longitudinale**	**12**
8	**DIMENSIONAMENTO PILASTRO TIPO**	**14**

1 INTRODUZIONE

La relazione si riferisce a due strutture su pilastri della viabilità di collegamento della Stazione Ferroviaria di Susa della nuova linea Torino-Lione / Parte comune Italo-Francese/ Tratta in territorio italiano in corrispondenza dell'attraversamento della Piana di Susa.

La cosiddetta viabilità di stazione è una diramazione della SS25, che correndo parallela a quest'ultima nei pressi della zona della stazione internazionale ne fornisce l'accesso viario al livello superiore.

Analogamente alla SS25, anche questa viabilità deve, quindi, risolvere l'interferenza con la N.L.L.T. che si riscontra in prossimità della pk 61+526.

Oggetto della presente relazione è la descrizione delle strutture su cemento armato su cui si appoggia l'asse viario al di fuori della zona di attraversamento della linea nuova (rif. elab. grafici PP2_C3A_TSE3_0539 e PP2_C3A_TSE3_0540 e PP2_C3A_TSE3_0541).

2 DESCRIZIONE OPERA

Entrambe le strutture sono in cemento armato e costituite da una soletta piena di spessore 30 cm sostenuta da travi fuori spessore che a loro volta poggiano su pilastri a sezione circolare di diametro ϕ=120 cm.

La relazione di calcolo fa esplicitamente riferimento alla struttura avente la maglia dei pilastri di interasse di 8.60x7.75 m ed uno sbalzo di circa 5.10m per reggere la soletta nella zona della pista ciclabile.

Le travi trasversali dimezzano la luce di 8.60m in modo da realizzare una soletta continua su più campate di luce massima pari a 4.30m.

Unità di misura

- lunghezza [m]
- forze [kN]
- angoli [rad]
- tensioni [N/mm^2]

3 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

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

4 MATERIALI

CALCESTRUZZO

ν =	0.20	coefficiente di Poisson
α =	1.0×10^{5} °C^{-1}	coefficiente di dilatazione termica

Soletta, Travi, Pilastri

$R_{ck} \geq$	35.00 N/mm^2	resistenza caratteristica cubica
E_c =	32588.00 N/mm^2	modulo elastico
f_{ck} =	29.05 N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica
f_{cd} =	19.37 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 CA

B450C (ex Fe B 44 k)

$f_{tk} \geq$	540.00 N/mm^2	tensione caratteristica di snervamento
f_{yk} =	450.00 N/mm^2	tensione di snervamento di calcolo
E_s =	200000.00 N/mm^2	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

5 PARAMETRI SISMICI

1) Classe d'uso e Periodo di riferimento

La vita nominale prevista è V_N = 100 anni, essendo l'opera in classe IV, risulta un coefficiente d'uso CU = 2.0 ed un valore del periodo di riferimento di V_R = 200 anni.

2) Definizione degli Stati Limite per i diversi elementi strutturali

Sistema Pilastri + Impalcato rigido: SLV (Stato limite di salvaguardia della vita)

Giunti: SLV (Stato limite di salvaguardia della vita)

3) Coefficienti sismici

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

Zona 3

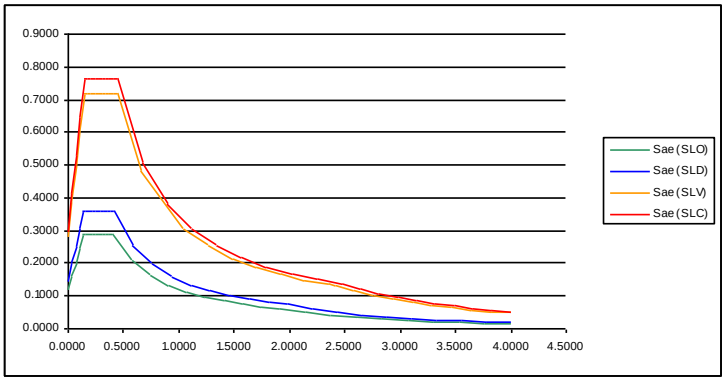
Categoria suolo = C

Condizioni topografiche = T1

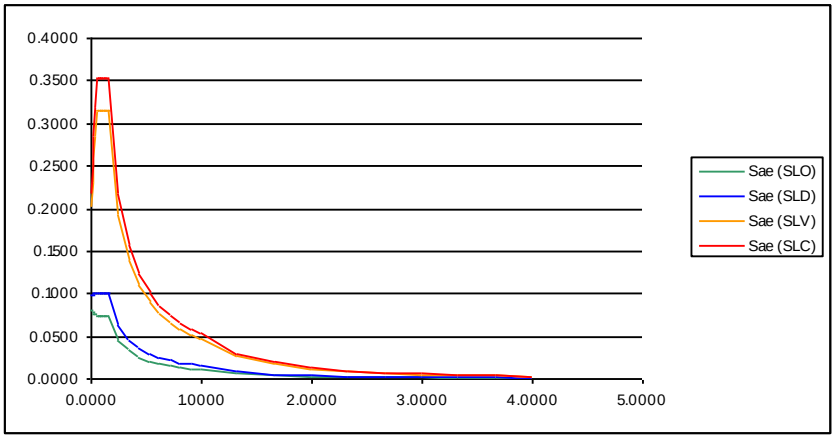
Latitudine: 45,136°

Longitudine: 7,085°

SPETTRI DI RISPOSTA ORIZZONTALI							
SLO		SLD		SLV		SLC	
C_C	1.669	C_C	1.659	C_C	1.604	C_C	1.598
a_g	0.080	a_g	0.099	a_g	0.204	a_g	0.219
S	1.500	S	1.500	S	1.391	S	1.365
F_O	2.425	F_O	2.434	F_O	2.533	F_O	2.550
T_B	0.137	T_B	0.138	T_B	0.148	T_B	0.149
T_C	0.410	T_C	0.415	T_C	0.444	T_C	0.447
T_D	1.919	T_D	1.994	T_D	2.415	T_D	2.477



SPETTRI DI RISPOSTA VERTICALI							
SLO		SLD		SLV		SLC	
a_g	0.080	a_g	0.099	a_g	0.204	a_g	0.219
S	1.000	S	1.000	S	1.000	S	1.000
F_V	0.924	F_V	1.032	F_V	1.543	F_V	1.612
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



4) 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 dei pilastri, applicando correttamente la sovraresistenza richiesta dalla norma, il principio di gerarchia delle resistenze, e le disposizioni di armatura minima (confinamento del calcestruzzo) prescritte dal punto 7.9.6. DM 14/01/08.

Il valore del coefficiente di struttura è q=3.5

Tale valore è compatibile con il limite indicato dalla tabella 7.9.I del DM 14/01/08 che prescrive per ponti con pile a comportamento flessionale (nel nostro caso $\alpha = L/H \geq 3 \rightarrow \lambda=1$) un valore limite q=3.5.

6 CRITERI DI PROGETTAZIONE PER LE AZIONI SISMICHE

Sisma orizzontale

L'azione sismica orizzontale è stata valutata calcolando il periodo proprio della struttura considerata come un sistema a pendolo inverso, ottenendo di conseguenza l'accelerazione orizzontale elastica, ed abbattendola per effetto del coefficiente di struttura (q=3.5).

L'azione sismica orizzontale trasmessa ai pilastri è stata quindi determinata applicando il fattore di sovraresistenza al momento resistente, secondo il criterio di gerarchia delle resistenze o capacity design.

Sisma verticale

Per quanto riguarda l'effetto sismico in direzione Z si fa riferimento al p.to 7.2.1. delle NT 2008 che richiede di tener conto di tale contributo solo per mensole di luce superiore a 4 m, che non ricadano in zona 3 e 4.

Azione sismica sulle fondazioni

In accordo con il p.to 7.2.5. delle NT 2008, per il criterio di gerarchia delle resistenze, si devono considerare agenti in fondazione le resistenze degli elementi strutturali sovrastanti, purchè queste non siano superiori alle azioni trasferite dagli stessi elementi amplificate della sovraresistenza γ_{Rd}, e non siamo superiori alle azioni sismiche derivanti da un'analisi elastica con q=1.

7 DIMENSIONAMENTO IMPALCATO

7.1 CARICHI

Peso proprio struttura $\gamma = 25\ kN/m^3$
Carichi permanenti su impalcato:
Massetto alleggerito, terreno vegetale $\gamma = 18\ kN/m^3$
Pavimentazione stradale $q = 3.0\ kN/m^2$
Variabile da traffico stradale:
Schema di carico 1 $q_k = 9\ kN/m^2$; $2xQ_k = 2 \times 300\ kN$
Schema di carico 5 (folla compatta) $q_k = 5\ kN/m^2$

Sisma X (parallelo asse viabilità stazione corsia "Kiss&Ride")
Sisma Y (perpendicolare asse viabilità stazione corsia "Kiss&Ride")

7.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI E DI ESERCIZIO

7.2.1 Coefficienti di Combinazione a Stato Limite Ultimo

Per le combinazioni a stato limite ultimo statico e sismico si considerano i seguenti coefficienti γ:

γ_{G1} : 1.35 Peso proprio
γ_{G2} : 1.50 Carichi permanenti non strutturali
γ_Q : 1.35 Carichi variabili da traffico stradale
γ_{Qi} : 1.50 Altri carichi variabili
$\gamma_{\varepsilon i}$: 1.20 Ritiro e viscosità, variazioni termiche, cedimenti vincolari
γ_E : 1.00 Sisma a SLV

Per le combinazioni a stato limite ultimo sismico si considerano i seguenti coefficienti γ:

γ_G : 1.0	Carichi permanenti
$\psi_2 \gamma_Q$: 0×1.0	Carichi variabili da traffico stradale
$\psi_2 \gamma_Q$: 0.2×1.0	Carichi variabili da traffico ferroviario
γ_E : 1.0	Sisma a SLV

7.2.2 Soletta in corrispondenza carreggiata stradale

L'impalcato è costituito da una soletta piena in c.a. di spessore pari a 30 cm, che lavora come trave continua su campate di luce 4.30m. Nelle verifiche si analizza una fascia di soletta larga 1 metro.

Peso proprio: $0.3x\ 25 = 7.5\ kN/m^2$
Carichi permanenti: $0.53x\ 18+3 = 12.5\ kN/m^2$
Carichi variabili: $9\ kN/m^2$ (corsia 1); 2 carichi tandem ripartiti su 3 m di larghezza $Q_{1k} = 300/3 = 100\ kN/m$

L'elemento più sollecitato dal <u>momento positivo</u> si trova nella mezzeria della prima campata.

Dalle verifiche a SLU risulta la seguente richiesta di armatura:
Msd = 239.9 kNm/m
As_{rich} = 27 cm^2/m armatura richiesta
As_{disp} = 31.4 cm^2/m si dispongono 2ϕ20/20
Fattore di sicurezza FS = 31.4/27 = 1.16
Dalle verifiche a SLE risulta la seguente apertura di fessure:
wk_{inf} = 0.154 mm < 0.3 mm in comb. Frequente

L'elemento più sollecitato dal momento negativo si trova in corrispondenza dell'appoggio tre la prima e la seconda campata.

Dalle verifiche a SLU risulta la seguente richiesta di armatura:
Msd = -253.6 kNm/m
As_{rich} = 28.9 cm^2/m armatura richiesta
As_{disp} = 31.4 cm^2/m si dispongono 2ϕ20/20
Fattore di sicurezza FS = 31.4/28.9 = 1.09
Dalle verifiche a SLE risulta la seguente apertura di fessure:
wk_{sup} = 0.166 mm < 0.3 mm in comb. Frequente

7.2.3 Soletta in corrispondenza pista ciclabile

L'impalcato è costituito da una soletta piena in c.a. di spessore pari a 30 cm, che lavora come trave continua su campate di luce 4.30m. Nelle verifiche si analizza una fascia di soletta larga 1 metro.

Peso proprio: 0.3x 25 = 7.5 kN/m^2
Carichi permanenti: 0.75x 18 = 13.5 kN/m^2
Carichi variabili: 5 kN/m^2

L'elemento più sollecitato dal momento positivo si trova nella mezzeria della prima campata.

Dalle verifiche a SLU risulta la seguente richiesta di armatura:
Msd = 54.9 kNm/m
As_{rich} = 5.6 cm^2/m armatura richiesta
As_{disp} = 10.05 cm^2/m si dispongono 1ϕ16/20
Fattore di sicurezza FS = 10.05/5.6 = 1.79
Dalle verifiche a SLE risulta la seguente apertura di fessure:
wk_{inf} = 0.15 < 0.2 mm in comb. Quasi Permanente

L'elemento più sollecitato dal momento negativo si trova in corrispondenza dell'appoggio tre la prima e la seconda campata.

Dalle verifiche a SLU risulta la seguente richiesta di armatura:
Msd = -74.1 kNm/m

As_{rich} = 7.6 cm^2/m armatura richiesta
As_{disp} = 12.7 cm^2/m si dispongono 1ϕ18/20
Fattore di sicurezza FS = 12.7 /7.6 = 1.67

Dalle verifiche a SLE risulta la seguente apertura di fessure:
wk_{sup} = 0.146 mm < 0.2 mm in comb. Quasi Permanente

7.2.4 Trave trasversale

La soletta di spessore pari a 30 cm, poggia su una trave trasversale che lavora su una luce di 7.75 m, ed ha uno sbalzo di 5.10 m. La sezione della trave è larga 120 cm e l'altezza è pari a 120 cm.
Si applicano alla trave le reazioni d'appoggio della soletta dovute ai carichi permanenti e a quelli variabili.

Campata da 7.75 m (sez B=120 H=120 cm)

Peso proprio struttura	36	kN/m
Carichi permanenti:	97.5	kN/m
Carichi variabili:	270	kN/m

Sbalzo da 5.10 m (sez B=120 H=var)

Peso proprio struttura	var	kN/m
Carichi permanenti:	102	kN/m
Carichi variabili:	10.5	kN/m

L'elemento più sollecitato dal <u>momento positivo</u> si trova nella mezzeria della campata.
Dalle verifiche a SLU risulta la seguente richiesta di armatura:
Msd = 3063.8 kNm
As_{rich} = 73.9 cm^2 armatura richiesta
As_{disp} = 76 cm^2 si dispongono 20ϕ22
Fattore di sicurezza FS = 76 /73.9 = 1.03
Dalle verifiche a SLE risulta la seguente apertura di fessure:
wk_{inf} = 0.103 < 0.3 mm in comb. Frequente

L'elemento più sollecitato dal <u>momento negativo</u> si trova in corrispondenza dello sbalzo.

Dalle verifiche a SLU risulta la seguente richiesta di armatura:
Msd = -2456 kNm
As_{rich} = 58.5 cm^2 armatura richiesta
As_{disp} = 76 cm^2 si dispongono 20ϕ22
Fattore di sicurezza FS = 76 /58.5 = 1.3
Dalle verifiche a SLE risulta la seguente apertura di fessure:
wk_{sup} = 0.191 < 0.2 mm in comb. Quasi Permanente

7.2.5 Trave longitudinale

Le travi trasversali scaricano direttamente sui pilastri oppure nella mezzeria delle travi longitudinali che lavorano su una luce di 8.60 m. La sezione della trave longitudinale è larga 120 cm e l'altezza è pari a 150 cm.
Si applicano alla trave le reazioni d'appoggio della trave trasversale dovute ai carichi permanenti e a quelli variabili.

Campata da 8.60 m (sez B=120 H=150 cm)

Peso proprio struttura	45	kN/m
Carichi permanenti:	1341	kN (in mezzeria campata)
Carichi variabili:	447	kN/m (in mezzeria campata)

L'elemento più sollecitato dal momento positivo si trova nella mezzeria della campata.

Dalle verifiche a SLU risulta la seguente richiesta di armatura:
Msd = 4397 kNm
As_{rich} = 85.4 cm^2 armatura richiesta
As_{disp} = 91.2 cm^2 si dispongono 24ϕ22
Fattore di sicurezza FS = 91.2 /85.4 = 1.07
Dalle verifiche a SLE risulta la seguente apertura di fessure:
wk_{inf} = 0.193 < 0.2 mm in comb. Quasi Permanente

L'elemento più sollecitato dal momento negativo si trova in corrispondenza dello sbalzo.

Dalle verifiche a SLU risulta la seguente richiesta di armatura:
Msd = -4076.6 kNm
As_{rich} = 78.9 cm^2 armatura richiesta
As_{disp} = 91.2 cm^2 si dispongono 24ϕ22
Fattore di sicurezza FS = 91.2 /78.9 = 1.16
Dalle verifiche a SLE risulta la seguente apertura di fessure:
wk_{sup} = 0.18 < 0.2 mm in comb. Quasi Permanente

8 DIMENSIONAMENTO PILASTRO TIPO

Il pilastro ha una sezione circolare piena di diametro 1.20 m, e altezza netta sotto l'impalcato di circa 8.0 m. Per il pilastro in questione, incastrato ad entrambe le estremità, il rapporto L/H = [(0.75+8+0.8)/2]/1.2 = 4, pertanto λ=1, e il coefficiente di struttura può essere assunto pari a q=3.5.

Il sistema impalcato-pilastro può essere assimilato ad uno schema statico a pendolo inverso. Data la massa dell'impalcato e la rigidezza del fusto si determina il periodo proprio dell'oscillatore semplice.

To = 0.476 sec	periodo proprio
Sae [SLV] = 0.67 g	accelerazione elastica
Sad [SLV] = 0.19 g	accelerazione di progetto
Fxd [SLV] = 333 kN	azione sismica di progetto
Myd [SLV] = 1455 kNm	momento sismico di progetto
Myr [SLV] = 2046 kNm	momento resistente
Fx_{GR} [SLV] = 655 kN	azione sismica per Gerarchia Resistenze
Nd [SLV] = -1851 kN	Sforzo normale di progetto

V_{Rsd} =	**1003**	**[kN]**	**resistenza a taglio dell'armatura**
V_{Rcd} =	**4272**	**[kN]**	**resistenza a taglio del CLS**

Fattore di sicurezza momento flettente FS = 2046 /1455 = 1.41
Fattore di sicurezza minimo per taglio FS = 1003/655 = 1.53

Il pilastro risulta verificato: i momenti resistenti della pila sono superiori ai momenti sollecitanti, inoltre il taglio determinato grazie al criterio di gerarchia delle resistenze Fx_{GR} è inferiore alla resistenza a taglio offerta del fusto della pila.